



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

Mr : Guidoum Kadda

Mr : Guimour Ameur

Sujet du mémoire

***Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation
implanté à Tiaret***

Soutenu publiquement le 11/10/2020 devant le jury composé de :

Président :

Ait Amar Meziane.

Encadreur

Ait yahia S.

Examineur :

L.KHARROUBI.

Examineur :

R.BENFERHAT.

PROMOTION : 2019/2020

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

Mme : Ait yahia S, 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.

*Merci aussi au bureau d'étude (Mme : **NACIRA SEDDIK**) pour leur soutien et leur aide.*

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الصلاة والسلام على أشرف المرسلين وخاتم الأنبياء و بعد:

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui ma soutenu pendant toute ma carrière d'études.

À mes frère : AMER;MOHAMED;AMINE ,MOKHTAR.

À TOUS MES AMIES

À mes sœurs: KHEIRA;FAIROUZ et la petite MARIEM

Mes salutation très spécialement à ma chéri KHALDIA qui ma

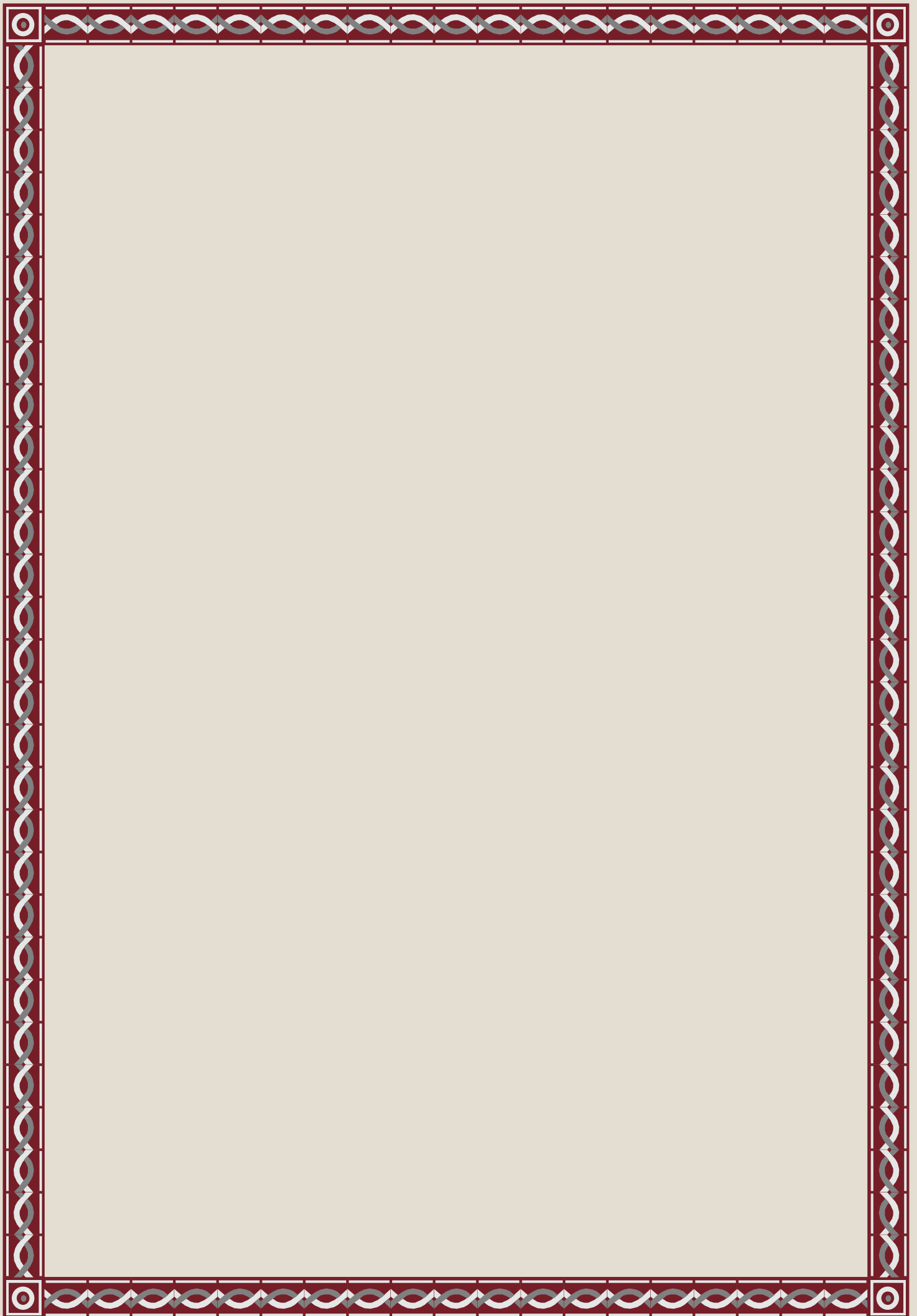
arrosé d'espoir

A TOUT MA FAMILLE GUIDOUM

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 qui apporte le sentiment d'amour et de respect pour moi .



Dédicace

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الصلاة والسلام على أشرف المرسلين وخاتم الأنبياء و بعد:

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui ma soutenu pendant toute ma carrière d'études.

À mes frère : A.E.K;DJAMEL;DJILALI ;KAMEL.

À mes sœurs: KHAIRA;RACHIDA ; HALIMA

KHALDIA ;NACIRA

À mes amies :;AMINE ;DJALAL ;NOUR EDDINE ;

AYOUB .

A TOUS MA FAMILLE GUIMOUR

Et Guidoum Kadda Personnellement

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 qui apporte le sentiment d'amour et de respect pour moi .

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un Rez-de-chaussée plus (08) étages, implanté à TIARET. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le **RPA99 version 2003**.

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

Mots clés :

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

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a ground floor addition (08) floors, located in TIARET. This region is classified as a low seismic zone (zone I) according to the **RPA99 version2003**.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete(**RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99**),

Key words :

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

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية تتكون من طابق ارضي زائد 08 طوابق , تقع بولاية تيارت .

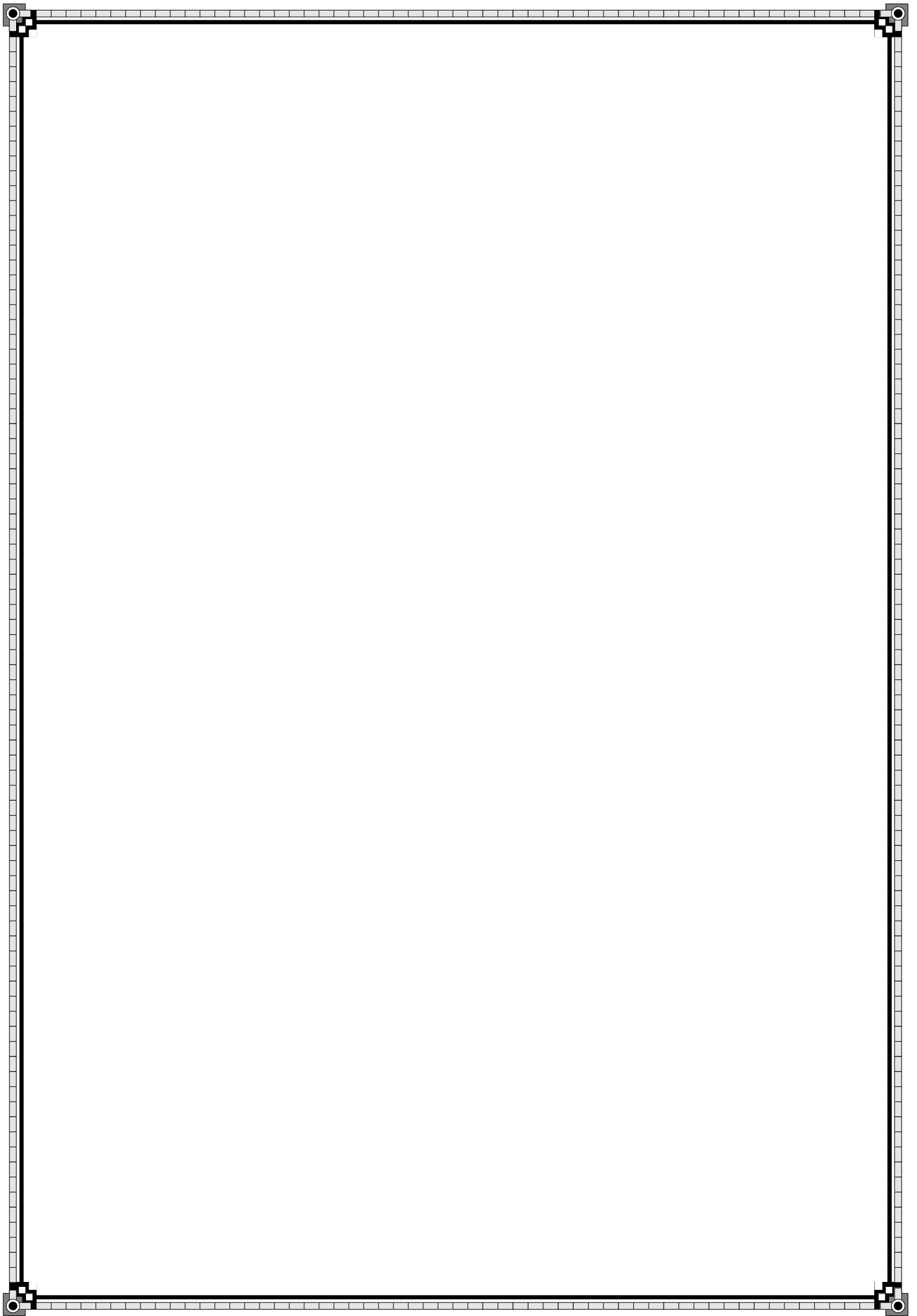
هذه المنطقة مصنفة كمنطقة ضعيفة زلزاليا صنف -1- حسب قواعد **RPA99V2003**.

نستعمل قواعد للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة في هذه

الدراسة **BAEL91modofie99,RPA V 2003**

الكلمات المفتاحية :

البناية، الخرسانة المسلحة، RPA99V2003، BAEL91modifié 99،



Sommaire

Chapitre I: Introduction

I.1 Historique.....	1
I.2 Introduction général.....	1
I.3 Présentation du projet.....	2
I.4 Caractéristique géotechnique du sol.....	4
I.5 Caractéristiques des matériaux.....	4
I.6 Aciers pour béton armé.....	10
I.7 Notation des états limites.....	12
I.8 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites.....	13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	15
II.2 Pré dimensionnement du plancher.....	15
II.3 Descente de charges.....	15
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	20
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	21
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	27
II.7 Tableau récapitulatif.....	28

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1 Introduction.....	29
III.1.1 Dimensionnement des poutrelles.....	29
III.1.2 Méthode de calcul des poutrelles.....	32
III.1.3 Calcul des poutrelles des plancher et des étages courants.....	36
III.2 Plancher terrasse.....	49
III.3 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	54

III.4 Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	62
III.5 Etude de la dalle pleine.....	64

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1 Etude de l'acrotère.....	70
IV.2 Etude des balcons.....	75
IV.3 Etude des Escaliers.....	85
IV.4 L'ascenseur:.....	99

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Généralités sur les séismes.....	115
V.2 Introduction.....	116
V.3 Méthode de calcul.....	116
V.4 Evaluation des efforts sismiques.....	117
V.5 Calcul des masses de la structure.....	118
V.6 Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent.....	122
V.7 Calcul des déplacements.....	123

Chapitre VI: Etude des portiques

VI.1 Ferrailage des poutres.....	125
VI.2 Méthode de calcul.....	125
VI.3 Les armatures longitudinales.....	126
VI.4 Exemple de calcul (RDC+ 1 ^{er} 2 ^{em} étage).....	127
- Poutres principales intermédiaires (30x40) cm ²	127
- Chaînages intermédiaires (35x35) cm ²	128
VI.5 Vérifications.....	130
- Condition de non fragilité.....	130
- Vérification de la contrainte de cisaillement.....	130

- Calcul les armatures transversales.....	132
- Vérification des contraintes (ELS).....	132
- Vérification de la flèche.....	133
VI.6 Ferrailage des poteaux.....	135
VI.7 Méthode de calcul.....	135
VI.8 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	135
VI.9 Exemple de calcul - Poteaux RDC (45x45) cm ²	136
- Combinaison de 1er genre (1,35G+1,5Q).....	136
- Vérification de la contrainte de cisaillement.....	138
- Calcul des armatures transversales.....	138
- Disposition constructive des armatures des nœuds.....	140

Chapitre VII: Etude des voiles

VII.1 Introduction.....	142
VII.2 Le système de contreventement.....	142
VII.3 Le principe de calcul.....	143
VII.4 Ferrailage des voiles.....	146
VII.5 Vérification.....	147
VII.6 Disposition des armatures.....	149

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII Calcul des fondations.....	151
VIII.1 Introduction.....	151
VIII.2 Définition.....	151
VIII.3 Ferrailage du radier.....	154
VIII.4 Ferrailage des poutres de libages.....	156
VIII.5 Armature de peau.....	159

Conclusion Générale

Références Bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton.....	8
Figure I. 2 : Diagramme contraintes- déformations.....	10
Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible.....	16
Figure II.2 Plancher RDC et étage courant.....	16
Figure II.3 Remplissage extérieur.....	17
Figure II.4 La section le plus sollicité du poteau.....	21
Figure III.1 Schéma d'un plancher a corps creux.....	30
Figure III.2 Schéma explicatif.....	32
Figure III .3 Schéma explicatif	33
Figure III-4 Schéma explicatif	34
Figure III-5 Schéma explicatif	35
Figure III-6 Schéma explicatif	35
Figure III-7 Schéma explicatif	36
Figure III-8 Schéma explicatif	38
Figure III-9 Schéma des poutrelles.....	39
Figure III-10 Schéma explicatif	39
Figure III-11 Schéma cas particulière de la méthode forfaitaire.....	40
Figure III -13 Schéma explicatif	45
Figure III -14 Schéma explicatif.....	49
Figure III -15 Ferrailage de dalle de compression.....	62
Figure III -16 Dessin de ferrailage supérieur du panneau de la dalle pleine.....	69
Figure III -17 Dessin de ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.....	69
Figure IV.1 Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	70
Figure IV.2 Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure IV.3 Schéma représente les types des balcons.....	75
Figure IV.4 Schéma représente les types des portes à faux	80
Figure IV. 4.a : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant).....	84
Figure IV. 4.b : Schéma de ferrailage du porte à faux (terrasse).....	84

Figure IV-5 : Schéma d'un escalier.....	85
Figure IV-6 Schéma d'un escalier à deux volées et deux paliers.....	86
Figure IV-7 Schéma statique des charge et surcharges (paillasse ; palier)	88
Figure : IV -8 .Ferrailage de la poutre palière.....	94
Figure : IV -9 .Ferrailage d'un escalier.....	98
Figure IV.11.Vue en plan de l'ascenseur.....	99
Figure : IV-12.Ferrailage du voile et dalle d'ascense.....	114
Figure IV. 13 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	114
Figure IV.14 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.....	114
Figure V-1 Poids de chaque niveau	120
Figure VI-1 Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	134
Figure VI-2 Dessin de ferrailage des sections des poteaux.....	141
Figure VII-1 Schéma du voile + poteaux.....	146
Figure .VII.2.Disposition de Ferrailage dans les voiles.....	149
Figure VII-3 La disposition du ferrailage du voile.....	150
Figure VIII-1 Réparation des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	156
Figure .VII.2.Disposition Ferrailage de Fondation(Radier+Poutre de libarge).....	160

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : η Coefficient de fissuration	11
Tableau I. 2 : ψ_s Coefficient de scellement.....	11
Tableau II-1 Les charges permanentes du plancher terrasse.....	16
Tableau II -2 Les charges permanentes du Plancher RDC et des étages courants.....	17
Tableau II-3 Les charges permanentes du mur de façade extérieur.....	17
Tableau II-4 Les charges permanentes du mur intérieur	18
Tableau II-5 Les charges permanentes.....	18
Tableau II-6 Les charges d'exploitation	18
Tableau II-7Dégrossion des surcharges.....	19
Tableau II-8 Section des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	28
Tableau III-1 Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1	39
Tableau III-2 Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2.....	40
Tableau III-3 Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3.....	45
Tableau III-4 Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4.....	48
Tableau III-5 Récapitulatif des résultats obtenus.....	53
Tableau IV-1 Descente de charge.....	81
Tableau IV-2 Ferrailage portes à faux.....	81
Tableau IV.3- récapitulatif des armatures des différents types des balcons	84
Tableau IV-4 Evaluation des charges et des surcharges Paillasse.....	87
Tableau IV-5 Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	88
Tableau IV-5 Ferrailage d'un escalier.....	91
Tableau IV-7 Vérifications d'un escalier	91

Tableau IV-8 Vérification de La flèche.....	92
Tableau IV-9 Le ferrailage de la poutre palier.....	94
Tableau IV-10 Calcule de la flèche.....	96
Tableau IV-11 Le poids mort	100
Tableau IV.12 Ci-dessus.....	104
Tableau IV.13 Ci-dessus.....	109
Tableau V-1 Masse au moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau....	121
Tableau V-2 Les déplacement relatifs au différents niveau (sens longitudinal)	124
Tableau V-3 Les déplacement relatifs au différents niveau (sens transversal).....	124
Tableau VI-1Moment max des poutres principale.....	126
Tableau VI-2 : Moment max des chainages.....	126
Tableau VI-3: Récapitulation du ferrailage des poutres principales ...	130
Tableau VI-4 Récapitulation du ferrailage des chainages	130
Tableau VI.5. Sollicitations du premier genre.....	136
Tableau VI.6. Sollicitations du deuxième genre.....	136
Tableau VI.7.Ferrailage des poteaux.....	140

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 comprè-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 âge de jours,
f_{r28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 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,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s),
Π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,

τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

I.1.Historique :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction 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 général :

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 08 étages avec un vide sanitaire contreventée par voiles et portiques.

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

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du redimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier,).
- Etude sismique.
- Calcul des éléments structuraux :
 - Le 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, voile périphérique).

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'une structure en béton armé a usage d'habitation composé un seul blocs en forme régulier « barre ».

Cet ouvrage sera implanté à la Wilaya de TIARET, classée comme zone de faible sismicité (zone I) ; groupe d'usage 2 « ouvrage courants on importance moyenne » d'après les règle parasismique Algériennes RPA 99 « version 2003 »

Ce type de bâtiment est utilisé, composer d'un Rez-de-chaussée suivie de huit étages d'habitation, chaque étage contient des appartements de type F3, le type de plancher utilisé est plancher à corps-creux composé par des poutrelles, le terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements, on adapte les dalles plain ou niveaux des balcons (loggia et séchoir)

La structure est contreventée par un système de contreventements mixtes assurée par des voiles et des portiques, la hauteur d'étage est identifiée de valeurs de 3,06 m, une diminution de coffrage des poteaux sera effectuée à partir des 3ème niveaux, le remplissage des façades est en maçonnerie « brique creuse », le bâtiment fondé sur un sol meuble et le système de fondation qui lui constitué composée des semelles isolée reliées par des longrines

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

-Longueur totale du bâtiment.....33,50 m

-Largeur totale du bâtiment.....18,00 m

-Hauteur totale du bâtiment..... 28,05 m

-Hauteur du R.D.C3,57m

-Hauteur des étages courants.....3,06 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 dans la partie de forme régulière.

❖ Escaliers :

On a un seul type d'escalier :

- **Type** : escalier à deux volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 08^{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 :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 3 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$.

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 ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- ❖ il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- ❖ il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement 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, les eaux silencieuses, 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 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 suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécaniques, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux silencieuses) 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 granulations :

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 granulations :

- ❖ 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 l'inverse, 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 lourds 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. Résistances caractéristiques 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 $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$

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

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 :

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

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai à savoir :

I.5.4.1.Essais de rupture :

*** Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :**

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours $f_{cj} = P/B = P/0,02$ (MPa) .

***Essais de rupture par traction :**

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ❖ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm²

I.5.5. Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton :

Le diagramme idéalisé est donné par (fig-I.1) :

Avec :

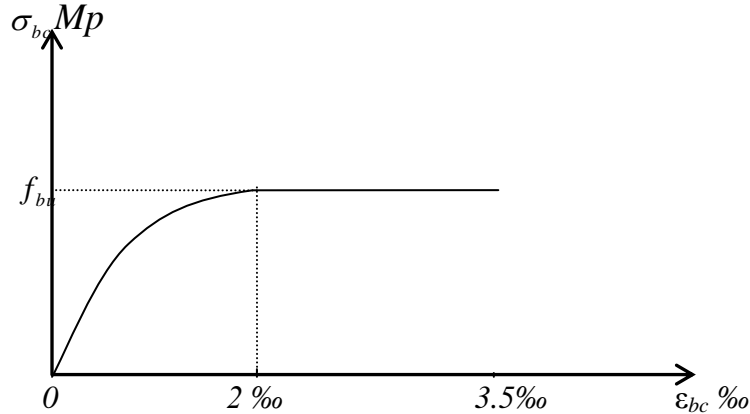


Figure I.1 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton

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 $\epsilon_b = 2\%$ 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 :
$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$$

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).

Modules 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 :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

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

❖ 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 $G = E/2(1+\nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

Fluage :

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : résistance du béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section.

Le retrait :

Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur du retrait $\varepsilon_r(t)$ en fonction du temps peut être exprimée sous la forme : $\varepsilon_r = \varepsilon_{r0} r(t)$

$\varepsilon_r(t)$: Retrait final du béton.

$r(t)$: Une fonction du temps de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

A défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) \text{ Est donné par : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

t : l'âge du béton en jours.

$$r_m : \text{ rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{aire de section du pièce}}{\text{périmètre du pièce}}$$

Dilatation :

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique λ est pris égal à 10^{-5} par degré C (identique à celui de l'acier).

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 :

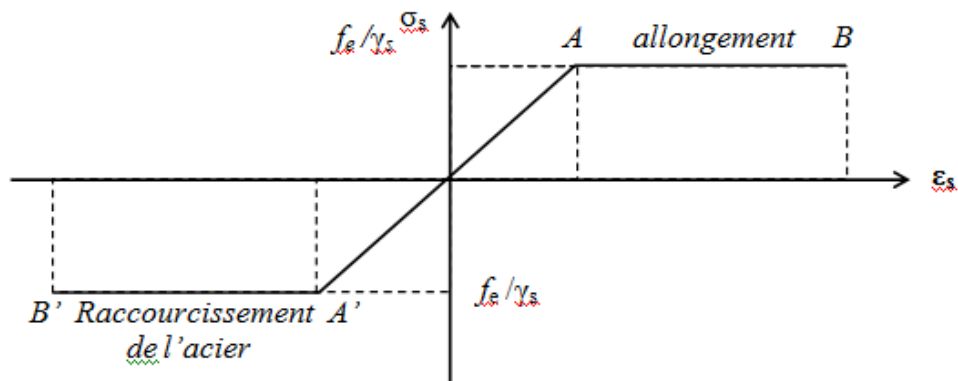


Figure I. 2 : Diagramme contraintes- déformations

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 :

Tableau I. 1 : Coefficient de fissuration η

<i>Ronds lisses</i>	$\eta = 1$
<i>Barres HA(quelque soit le Φ)</i>	$\eta = 1.6$
<i>Fils HA $\Phi \geq 6mm$</i>	$\eta = 1.6$
<i>Fils HA $\Phi < 6mm$</i>	$\eta = 1.3$

Tableau I. 2 : coefficient de scellement ψ_s

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

I.7. NOTION DES ETATS LIMITE :

On distingue deux états limite de calcul ;

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

I.7.1. à 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 relatives 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. à 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 :

Pour les poutres $0.8G \pm E$

$G + Q \pm E$ (Portique contreventé par des voiles)

Pour les poteaux $G + Q \pm 1,2E$

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 : $f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa cas générale.} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa cas accidentele.} \end{cases}$

En traction : $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$

Contrainte limite $\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

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

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 : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} = 165 \text{ MPa}$

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 RPA99/V2003 et du CBA 93.

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 selon le RPA :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$
$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18,44\text{cm}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre axes} \end{array} \right.$$

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

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

16cm : 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 permanente.

Q : Charges d'exploitation.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

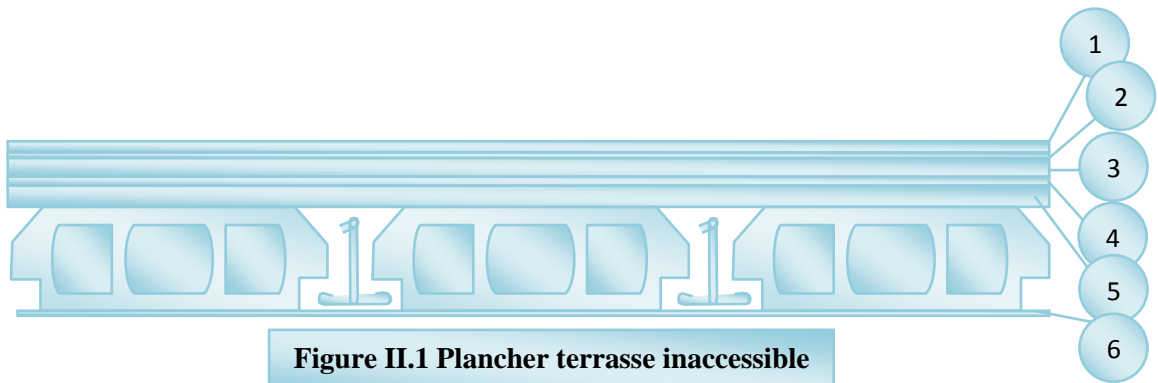


Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn / m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kn / m ²)
1	5	17	$0,05 \times 17 = 0,8$
2	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$
3	4	3	$0,04 \times 3 = 0,16$
4	10	22	$0,1 \times 22 = 2,2$
5	20		2,8
6	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
Total			G = 6.28 KN / m²

II.3.1.2. plancher R.D.C et étage courante :

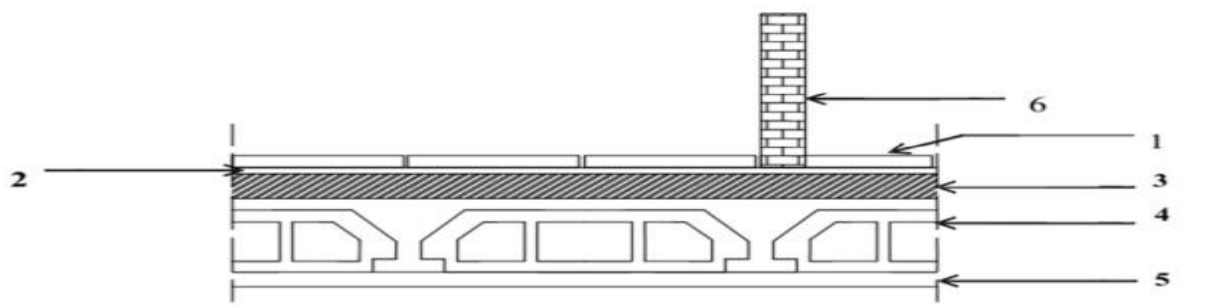


Figure II.2 Plancher R.D.C et étage courante

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

Tableau II.2: Les charges permanentes du plancher R.D.C et étage courante

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanentes (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	17	$0,02 \times 17 = 0,34$
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 = 5.04KN / m²

II.3.1.3. Murs de façade (extérieur) :

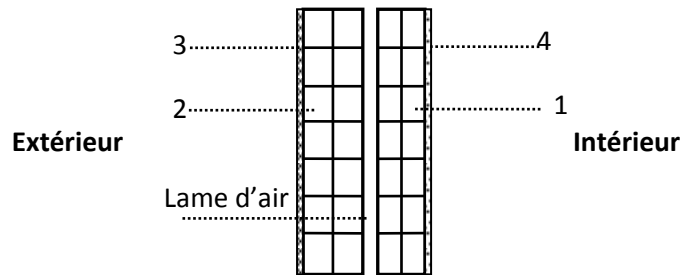


Figure II.3- Remplissage extérieur

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

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kn / m ²)
1	Brique creuse	10	/	0,90
2	Brique creuse	15	/	1,30
3	Enduit en ciment	1.5	18	$0,015 \times 18 = 0,27$
4	Enduit en plâtre	1.5	10	$0,015 \times 10 = 0,15$
Total				G = 2.62KN / m²

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.3.1.3.Murs intérieur :

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

	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kn / m ²)
1	Enduit en plâtre	1.5	10	0.015×10=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

Remarque:

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
07	5.04
06	5.04
05	5.04
04	5.04
03	5.04
02	5.04
01	5.04
RDC	5.04

II.3.2.Surcharge d'exploitation :

Tableau II.6 Surcharge d'exploitation

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 ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

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

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

➤ **Dégression des surcharges :**

TTableau II.7.Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
T	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
P7	Q2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
P6	Q3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P5	Q4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
P4	Q5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
P3	Q6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
P2	Q7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.45
P1	Q8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.28
RDC	Q9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	11.56

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

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

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

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 : $L_{\max} = 4,70 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,45 \text{ m}$

II.4.1-Sens longitudinal :

II.4.1.1-Poutre principale:

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 470 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t = 36 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 31.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm} \\ 10.80 \text{ cm} \leq b \leq 14.40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

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

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

II.4.2.Sens transversal :

II.4.2.1.Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 445 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t = 31,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 29,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 44,50 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ h_t > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 35 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,17 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc en prend la section des poutres secondaire **(30x35) cm²**

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

On a 3 types des coffrages :

*** Type 1:**R.D.C jusqu'à 2^{er} étage

*** Type 2:**du 3^{er} étage jusqu'à 5^{eme} étage.

*** Type 3:**du 6^{eme} étage jusqu'à la terrasse.

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=4.45x3.95=17.57m²**

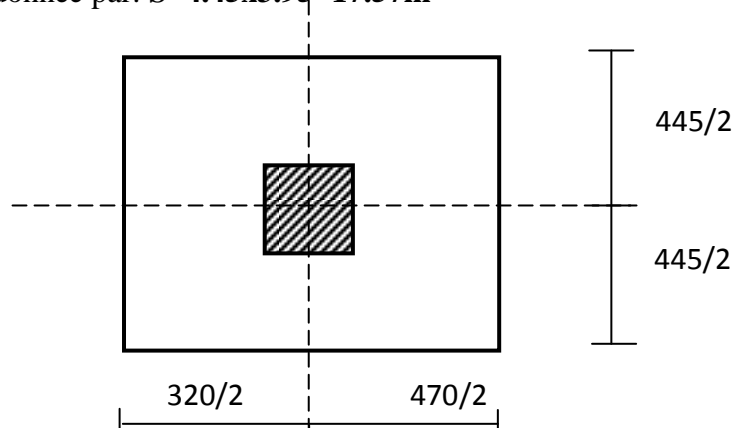


Figure II.4.La section le plus sollicité du poteau

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

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

II.5.1 Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

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

- Plancher terrasse : $G \times S = 6,28 \times 17,57 = 110,34 \text{ kN}$
- Plancher R.D.C + 7 étages : $n \times G \times S = 8 \times 5,04 \times 17,57 = 708,42 \text{ kN}$

n : est le nombre d'étage.

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1,1 \times (110,34 + 708,42) = 900,64 \text{ kN}$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 9,28 \times 17,57 = 179,35 \text{ kN}$

b) L'effort normal N_U :

$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 900,64) + (1,5 \times 179,35) = 1484,89 \text{ kN}$

*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 $\lambda \leq 50$

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

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

$$B = a.b$$

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

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

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 à un point

On a : $L_0 = 3,24 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 = 214,2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289 \cdot 50} = 14,69 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

b) Détermination de "b" :

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

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

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

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

A_s = section d'armature longitudinale

$A_s = 0,7\% B_r$ parce que Zone I

$$A_s = 0,7\% [43(b-2)] = 0,301(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289 \cdot 45} = 16,47 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(16,47/35)^2]$$

$$\alpha = 0,81$$

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

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,301(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$b \geq 20,35 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

II.5.2.Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

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

- Plancher terrasse : $G \times S = 6,28 \times 17,57 = 110,34 \text{ KN}$
- Plancher du 3^{er} étage jusqu'à 5^{eme} étage:
 $n \times G \times S = 5 \times 5,04 \times 17,57 = 442,76 \text{ kN}$

n : est le nombre d'étage

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1,1 \times (110,34 + 442,76) = 608,41 \text{ kN}$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 7 \times 17,57 = 135,29 \text{ kN}$

b) L'effort normal N_U :

$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 608,41) + (1,5 \times 135,29) = 1024,29 \text{ KN}$

a) Détermination de "a" :

a.1.Vérification de flambement:

On doit faire les mêmes étapes:

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

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,69 \text{ cm}$$

On prend: **a = 40 cm.**

b) Détermination de "b" :

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

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

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

$$B_r : \text{section réduite} \quad B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,266(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289.40} = 18.52 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18.52/35)^2]$$

$$\alpha = 0.804$$

$$N_u \leq 0.804 \left[\frac{38(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0.266(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 16 \text{ cm.}$$

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

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

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

Donc : **(a x b) = 40x40cm.**

II.5.3. Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

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

- Plancher terrasse : $G \times S = 6,28 \times 17,57 = 110,34 \text{ KN}$
- Plancher du 6^{er} étage jusqu'à 8^{ème} étage :

$$n \times G \times S = 2 \times 5,04 \times 17,57 = 177,10 \text{ KN}$$

n : est le nombre d'étage.

$$\text{On majore les efforts de 10\% : } N_G = 1,1 \times (110,34 + 177,10) = 316,19 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 3,85 \times 17,57 = 74,40 \text{ KN}$$

b) L'effort normal N_U :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 316,19) + (1,5 \times 74,40) = 538,45 \text{ KN}$$

a) Détermination de "a" :

a.1. Vérification de flambement :

On doit faire les mêmes étapes:

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

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,69 \text{ cm}$$

On prend: **a = 35 cm.**

b) Détermination de "b" :

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

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

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

$$B_r : \text{section réduite} \quad B_r = (35-2) \times (b-2) = 33 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

A_s = section d'armature longitudinale

$A_s = 0,7\% B_r$ Zone I

$$A_s = 0,7\% [33(b-2)] = 0,231(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289.35} = 21,17 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(21,17/35)^2]$$

$$\alpha = 0,82$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{33(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,231(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 9,50 \text{ cm}$$

On prend : **b = 35 cm.**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .} \\ \min(a,b) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .} \end{array} \right.$$

Donc : **(a x b) = 35x35cm.**

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 13,90 \text{ cm}, e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 25$ cm.

II.7. Tableau récapitulatif :

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

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

Niveau	Section de poteau (cm ²) Carré	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
R.D.C.	45 X 45	30 X 40	30 X 35	20
01	45 X 45	30 X 40	30 X 35	20
02	45 X 45	30 X 40	30 X 35	20
03	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
04	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
05	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
06	35 X 35	30 X 40	30 X 35	20
07	35 X 35	30 X 40	30 X 35	20
Terrasse	35 X 35	30 X 40	30 X 35	20

III.CALCUL 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 de bureaux et 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.1.1.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 $h_t=20\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du plancher} \quad h_t=20\text{cm} \\ \text{Épaisseur de la dalle de compression} \quad h_0=4\text{cm} \\ \text{Largeur de la nervure} \quad b_0=12\text{cm} \end{array} \right.$$

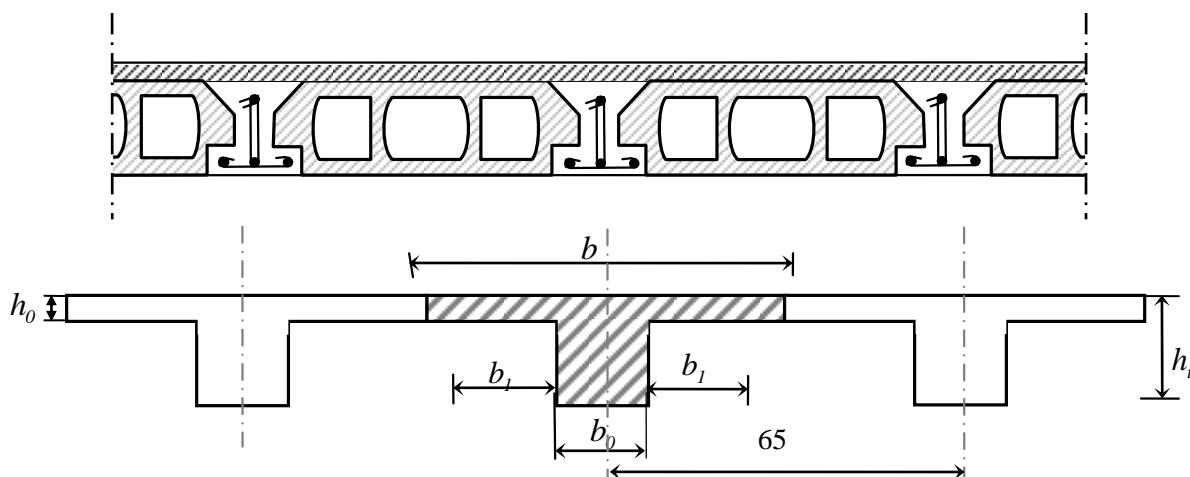


Figure. III.1. schéma d'un plancher à corps creux.

a) Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

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

$$L = 4,45 \text{ m} \quad l_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 445 / 10 = 44,5 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

Donc : **b=65 cm**

b) 1^{er} phase (avant le coulage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent isostatiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M_0 = ql^2/8$), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaielement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

b.1.Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

•Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc : $G = 0,74 \text{ kN/m}$

- Surcharges d'exploitations :

Une surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}$

- Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4,45^2}{8} = 6,18 \text{ kN.m}$$
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 4,45}{2} = 5,56 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 4,45^2}{8} = 4,30 \text{ kN.m}$$
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,74 \times 4,45}{2} = 3,87 \text{ kN}$$

b.2.Ferraillage de la poutrelle :

On a: $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,18 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 2,80 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$ Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaire, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c) 2^{ème} phase (après le coulage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

III.1.2.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.

III.1.2.1.Méthode forfaitaire :

▪ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentestravées ;
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25 ;$$

- 4 la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul :

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

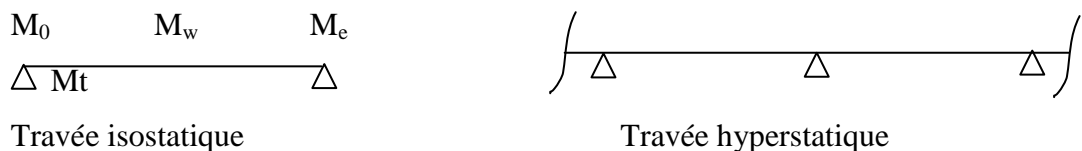


Figure. III.2.Schéma explicatif.

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

M₀ : 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 : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- **Travée de rive :**

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

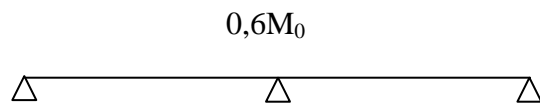
- **Travée intermédiaire :**

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

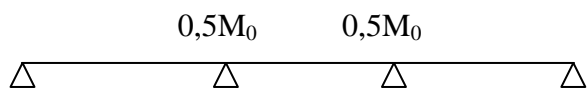
Valeurs des moments aux appuis:

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

- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées: $0,5M_0 \quad 0,4M_0 \quad 0,4M_0 \quad 0,5M_0$

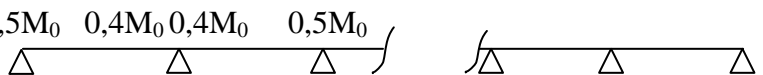


Figure. III.3. Schéma explicatif

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

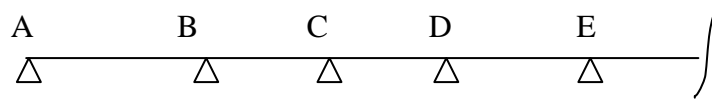
Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

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

La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)

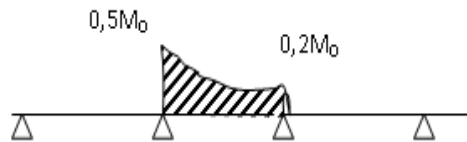


Figure.III.4.Schéma explicatif.

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$
 M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

2) cas d'une travée de rive :

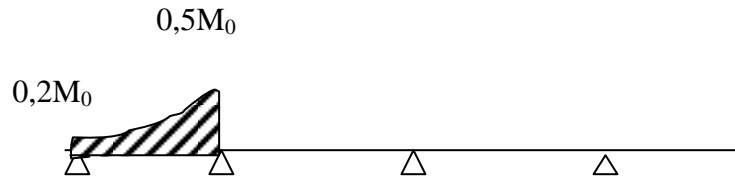


Figure.III.5. Schéma explicatif.

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

III.1.2.2.Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

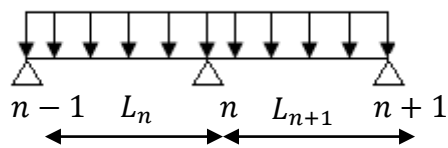


Figure.III.6. Schéma explicatif.

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

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

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

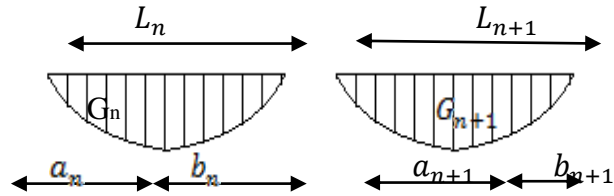


Figure.III.7. Schéma explicatif.

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

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

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

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

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

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

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

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

III.1.3.Calcul des poutrelles des planchers des étages courants:

III.1.3.1.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

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

$Q=1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G=10,08\text{KN/m}^2$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=cte).....Condition Vérifiée.

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 7^{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 trois moments

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

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Etage courant:**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,88 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,25 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

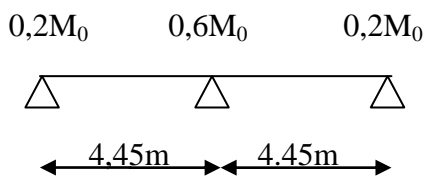
❖ **Plancher terrasse:**

$$\left. \begin{array}{l} G = 6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,48 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,73 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

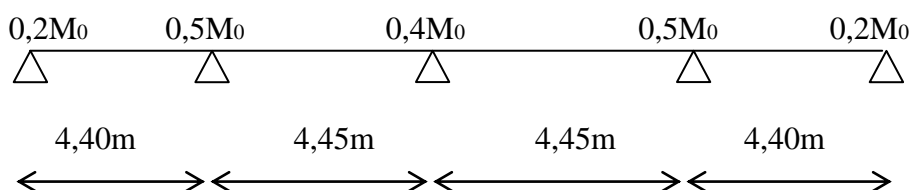
III.1.3.2.Type des poutrelles:

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

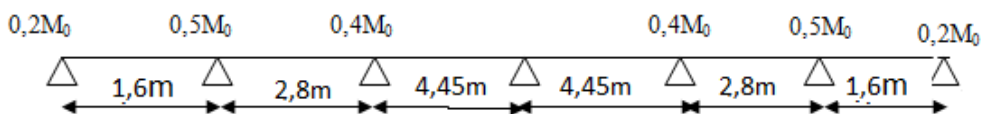
Type 1:



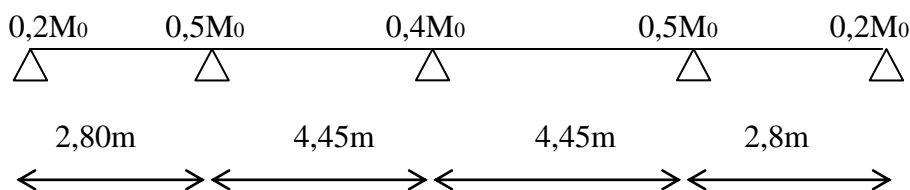
Type 2 :



Type 3:



Type 4 :



III.1.3.3.Calcul des sollicitations :

$Q_u = 5,88 \text{ kN/m}$ et $Q_{ser} = 4,25 \text{ kN/m}$

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

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

$$\text{On a : } \alpha = 0,2293 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{array} \right.$$

III.1.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 :

a).coefficient forfaitaire de la poutrelle type 1 :

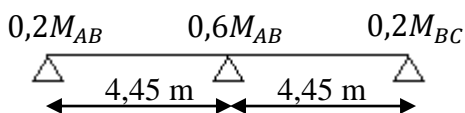


Figure.III.8. Schéma explicatif.

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

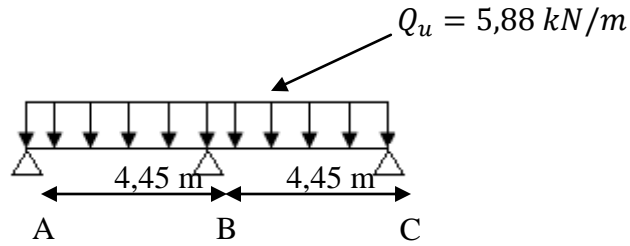


Figure. III. 9.Schéma des poutrelles.

Tableau 1 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

Travée		AB	BC	
L (m)		4,45	4,45	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (kN.m)}$	E.L.U	14,55	14,55	
	E.L.S	10,52	10,52	
Appui		A	B	C
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
$M_a \text{ (Appui)}$	E.L.U	2,91	8,73	2,91
	E.L.S	2,10	6,31	2,10
$M_t \text{ (1)}$	E.L.U	9,74		9,74
	E.L.S	7,05		7,05
$M_t \text{ (2)}$	E.L.U	9,16		9,16
	E.L.S	6,62		6,62
$M_t \text{ (Adopté)}$	E.L.U	9,74		9,74
	E.L.S	7,05		7,05
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} \text{ (kN)}$	T_w	11,78		11,78
	T_e	-14,12		-12,04

III.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 2 :

a) Les coefficient forfaitaire de la poutrelle type 2 :

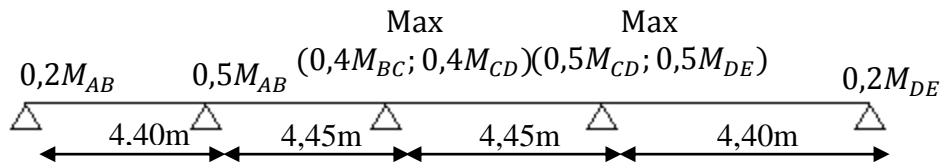
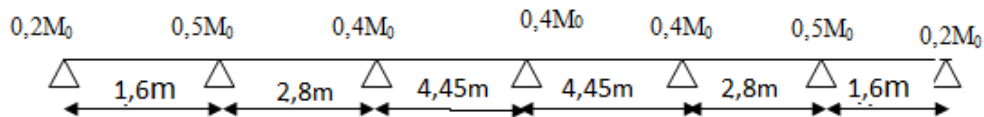


Figure.III.10.Schéma explicatif.

Tableau.III.2.Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2.

Travée		AB	BC	CD	DE	
L (m)		4,40	4,45	4,45	4,40	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	14,22	14,55	14,55	14,22	
	E.L.S	10,28	10,52	10,52	10,28	
Appui		A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
M_a (Appui)	E.L.U	2,84	7,27	5,82	7,27	2,84
	E.L.S	2,05	5,26	4,20	5,26	2,05
M_t (1)	E.L.U	10,15	9,02	9,02	10,15	
	E.L.S	7,34	6,52	6,52	7,34	
M_t (2)	E.L.U	8,95	/	/	8,95	
	E.L.S	6,47	/	/	6,47	
M_t (3)	E.L.U	/	7,71	7,71	/	
	E.L.S	/	5,57	5,57	/	
M_t (Adopté)	E.L.U	10,15	9,02	9,02	10,15	
	E.L.S	7,34	6,52	6,52	7,34	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	T_w	12,04	13,40	12,75	14,04	
	T_e	-13,77	-12,84	-13,31	-12,32	

III.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 3:



III-11 Schéma cas particulière de la méthode forfaitaire

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

Les travées AB –DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, les travées BC –CD – EF – FG ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,28 = 4,43 \text{ kN/m}$$

- Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\text{BC} \begin{cases} M_{0\text{BC}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 2,80^2}{8} = 4,34 \text{ kN.m} \\ M_B = 0,5 \max(M_{0\text{AB}} ; M_{0\text{BC}}) = 2,17 \text{ kN.m} \\ M_C = 0,2 M_{0\text{BC}} = 0,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{CD} \begin{cases} M_{0\text{CD}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 4,45^2}{8} = 10,96 \text{ kN.m} \\ M_C = 0,5 \max(M_{0\text{BC}} ; M_{0\text{CD}}) = 5,48 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,2 M_{0\text{CD}} = 2,19 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{EF} \begin{cases} M_{0\text{EF}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 2,80^2}{8} = 4,34 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,5 \max(M_{0\text{DE}} ; M_{0\text{EF}}) = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_F = 0,2 M_{0\text{EF}} = 0,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{FG} \begin{cases} M_{0\text{FG}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 1,60^2}{8} = 1,41 \text{ kN.m} \\ M_F = 0,5 \max(M_{0\text{EF}} ; M_{0\text{FG}}) = 2,17 \text{ kN.m} \\ M_G = 0,2 M_{0\text{FG}} = 0,28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière BC :

$$X = \frac{l_{\text{BC}}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q'_u \times l_{\text{BC}}} = \frac{2,80}{2} + \frac{2,17 - 0,86}{4,43 \times 2,80} = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{\text{BC}} - X)}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{\text{BC}}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{\text{BC}}} \right) \\ &= \frac{4,43 \times (2,80 - 1,50)}{2} - 2,17 \left(\frac{1 - 1,50}{2,80} \right) - 0,86 \left(\frac{1,50}{2,80} \right) = 2,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moment en travée particulière CD :

$$X = \frac{l_{\text{CD}}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q'_u \times l_{\text{CD}}} = \frac{4,45}{2} + \frac{5,48 - 2,19}{4,43 \times 4,45} = 2,39 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{\text{CD}} - X)}{2} - M_C \left(\frac{1 - X}{l_{\text{CD}}} \right) - M_D \left(\frac{X}{l_{\text{CD}}} \right) \\ &= \frac{4,43 \times (4,45 - 2,39)}{2} - 5,48 \left(\frac{1 - 2,39}{4,45} \right) - 2,19 \left(\frac{2,39}{4,45} \right) = 5,12 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moment en travée particulière EF :

$$X = \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{Q'_u \times l_{EF}} = \frac{2,80}{2} + \frac{7,27 - 0,86}{4,43 \times 2,80} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q'_u \times (l_{EF} - X)}{2} - M_E \left(\frac{1 - X}{l_{EF}} \right) - M_F \left(\frac{X}{l_{EF}} \right)$$

$$= \frac{4,43 \times (2,80 - 1,92)}{2} - 7,27 \left(\frac{1 - 1,92}{2,80} \right) - 0,86 \left(\frac{1,92}{2,80} \right) = 3,74 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière FG :

$$X = \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{Q'_u \times l_{FG}} = \frac{1,60}{2} + \frac{2,17 - 0,28}{4,43 \times 1,60} = 1,07 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q'_u \times (l_{FG} - X)}{2} - M_F \left(\frac{1 - X}{l_{FG}} \right) - M_G \left(\frac{X}{l_{FG}} \right)$$

$$= \frac{4,43 \times (1,60 - 1,07)}{2} - 2,17 \left(\frac{1 - 1,07}{1,60} \right) - 0,28 \left(\frac{1,07}{1,60} \right) = 1,08 \text{ kN.m}$$

- Moment isostatique :

$$M_{0 AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 1,60^2}{8} = 1,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 2,80^2}{8} = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 4,45^2}{8} = 14,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 4,45^2}{8} = 10,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 EF} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 2,80^2}{8} = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 FG} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 1,60^2}{8} = 1,88 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 2,88 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{0BC} = 1,15 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière BC :

$$X = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_u \times l_{BC}} = \frac{2,80}{2} + \frac{2,88 - 1,15}{5,88 \times 2,80} = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{BC} - X)}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{BC}} \right) \\ &= \frac{5,88 \times (2,80 - 1,50)}{2} - 2,88 \left(\frac{1 - 1,50}{2,80} \right) - 1,15 \left(\frac{1,50}{2,80} \right) = 3,72 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moments sur appuis :

$$M_C = 0,5\max(M_{0BC} ; M_{0CD}) = 7,27 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 2,91 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière CD :

$$X = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_u \times l_{CD}} = \frac{4,45}{2} + \frac{7,27 - 2,91}{5,88 \times 4,45} = 2,39 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{CD} - X)}{2} - M_C \left(\frac{1 - X}{l_{CD}} \right) - M_D \left(\frac{X}{l_{CD}} \right) \\ &= \frac{5,88 \times (4,45 - 2,39)}{2} - 7,27 \left(\frac{1 - 2,39}{4,45} \right) - 2,91 \left(\frac{2,39}{4,45} \right) = 6,76 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moments sur appuis :

$$M_E = 0,5\max(M_{0DE} ; M_{0EF}) = 5,48 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0,2M_{0EF} = 2,91 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière EF :

$$X = \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{Q_u \times l_{EF}} = \frac{2,80}{2} + \frac{5,48 - 1,15}{5,88 \times 2,80} = 1,66 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{EF} - X)}{2} - M_E \left(\frac{1 - X}{l_{EF}} \right) - M_F \left(\frac{X}{l_{EF}} \right) \\ &= \frac{5,88 \times (2,80 - 1,66)}{2} - 5,48 \left(\frac{1 - 1,66}{2,80} \right) - 1,15 \left(\frac{1,66}{2,80} \right) = 3,96 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moments sur appuis :

$$M_F = 0,5 \max(M_{0EF}; M_{0FG}) = 2,84 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{0FG} = 0,38 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière FG :

$$X = \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{Q_u \times l_{FG}} = \frac{1,60}{2} + \frac{2,84 - 0,38}{5,88 \times 1,60} = 1,06 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{FG} - X)}{2} - M_F \left(\frac{1 - X}{l_{FG}} \right) - M_G \left(\frac{X}{l_{FG}} \right) \\ &= \frac{5,88 \times (1,60 - 1,06)}{2} - 2,84 \left(\frac{1 - 1,06}{1,60} \right) - 0,38 \left(\frac{1,06}{1,60} \right) = 1,44 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{BC} = 3,72 \text{ kN.m} \\ M_B = 2,88 \text{ kN.m} \\ M_C = 1,15 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{CD} = 6,76 \text{ kN.m} \\ M_C = 7,28 \text{ kN.m} \\ M_D = 2,91 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 14,55 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{EF} = 3,96 \text{ kN.m} \\ M_E = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_F = 1,15 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{FG} = 1,44 \text{ kN.m} \\ M_F = 2,84 \text{ kN.m} \\ M_G = 0,38 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 1,88 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3.

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	
L (m)		1,60	2,80	4,45	4,45	2,80	1,60	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	1,88	5,76	14,55	14,55	5,76	1,88	
	E.L.S	1,36	4,17	10,52	10,52	4,17	1,36	
Appui		A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M_a (Appui)	E.L.U	0,38	2,88	5,82	5,82	5,82	2,82	0,38
	E.L.S	0,27	2,09	4,21	4,21	4,21	2,09	0,27
M_t (1)	E.L.U	0,38	1,79	9,74	9,74	1,79	0,38	
	E.L.S	0,28	1,32	7,05	7,05	1,32	0,28	
M_t (2)	E.L.U	1,18	/	/	/	/	1,18	
	E.L.S	0,86	/	/	/	/	0,86	
M_t (3)	E.L.U	/	3,05	7,71	7,71	3,05	/	
	E.L.S	/	2,21	5,57	5,57	2,21	/	
M_t (Adopté)	E.L.U	1,18	3,05	9,74	9,74	3,05	1,18	
	E.L.S	0,86	2,21	7,05	7,05	2,21	0,86	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	T_w	3,14	7,18	13,08	13,08	9,27	6,27	
	T_e	-10,55	-8,99	-13,08	-13,08	-6,11	-3,8	

III.2.3.3.2.Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 4:

a)Les coefficient forfaitaire de la poutrelle type 4 :

Type 4:

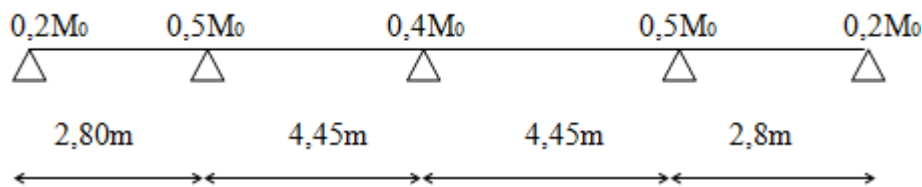


Figure.III.13.Schéma explicatif.

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

Les travées AB –CD seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée BC-DE ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,28 = 4,43 \text{ kN/m}$$

1) Cas des charges minimales sur la travée BC :

- Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_{0BC} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 2,80^2}{8} = 4,34 \text{ kN.m} \\ M_B = 0,5 \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_C = 0,2 M_{0BC} = 0,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 2,80^2}{8} = 4,34 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,5 \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,2 M_{0DE} = 0,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière BC :

$$X = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q'_u \times l_{BC}} = \frac{2,80}{2} + \frac{7,27 - 0,87}{4,43 \times 2,80} = 1,91 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{BC} - X)}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{BC}} \right) \\ &= \frac{4,43 \times (2,80 - 1,91)}{2} - 7,27 \left(\frac{1 - 1,91}{2,80} \right) - 0,87 \left(\frac{1,91}{2,80} \right) = 3,87 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q'_u \times l_{DE}} = \frac{2,80}{2} + \frac{7,27 - 0,87}{4,43 \times 2,80} = 1,91 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_E \left(\frac{X}{l_{BC}} \right) \\ &= \frac{4,43 \times (2,80 - 1,91)}{2} - 7,27 \left(\frac{1 - 1,91}{2,80} \right) - 0,87 \left(\frac{1,91}{2,80} \right) = 3,87 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) Cas des charges maximales sur la travée BC :

- Moment isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 4,45^2}{8} = 10,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 2,80^2}{8} = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 4,45^2}{8} = 10,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 2,80^2}{8} = 5,76 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 5,48 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{0BC} = 1,15 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière BC :

$$X = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_u \times l_{BC}} = \frac{2,80}{2} + \frac{5,48 - 1,15}{5,88 \times 2,80} = 1,66 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{BC} - X)}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{BC}} \right) \\ &= \frac{5,88 \times (2,80 - 1,66)}{2} - 5,48 \left(\frac{1 - 1,66}{2,80} \right) - 1,15 \left(\frac{1,66}{2,80} \right) = 3,96 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moments sur appuis :

$$M_D = 0,5 \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) = 5,48 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 1,15 \text{ N.m}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_u \times l_{DE}} = \frac{2,80}{2} + \frac{5,48 - 1,15}{5,88 \times 2,80} = 1,66 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left(\frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left(\frac{X}{l_{DE}} \right)$$

$$= \frac{5,88 \times (2,80 - 1,66)}{2} - 5,48 \left(\frac{1 - 1,66}{2,80} \right) - 1,15 \left(\frac{1,66}{2,80} \right) = 3,96 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{BC} = 3,96 \text{ kN.m} \\ M_B = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_C = 1,15 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 5,76 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{DE} = 3,96 \text{ kN.m} \\ M_D = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_E = 1,15 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 5,76 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4.

Travée		AB	BC	CD	DE	
L (m)		2,80	4,45	4,45	2,80	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (kN.m)	E.L.U	5,76	14,55	14,55	5,76	
	E.L.S	4,17	10,52	10,52	4,17	
Appui		A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
M_a (Appui)	E.L.U	1,15	7,27	5,82	7,27	1,15
	E.L.S	0,83	5,26	4,21	5,26	0,83
M_t (1)	E.L.U	1,95	9,02	9,02	1,95	
	E.L.S	1,42	6,52	6,52	1,42	
M_t (2)	E.L.U	3,62	/	/	3,62	
	E.L.S	2,62	/	/	2,62	
M_t (3)	E.L.U	/	7,71	7,71	/	
	E.L.S	/	5,57	5,57	/	
M_t (Adopté)	E.L.U	3,62	9,02	9,02	3,62	
	E.L.S	2,62	6,52	6,52	2,62	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	T_w	6,04	13,40	12,75	10,41	
	T_e	-10,41	-12,75	-13,40	-6,04	

$$\begin{cases} M_{t \max} = 10,15 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,91 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,73 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 14,38 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.U

$$\begin{cases} M_{t \max} = 7,34 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,10 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 6,31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

E.L.S

III.2. Plancher terrasse:

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

Méthode de calcul:

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

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

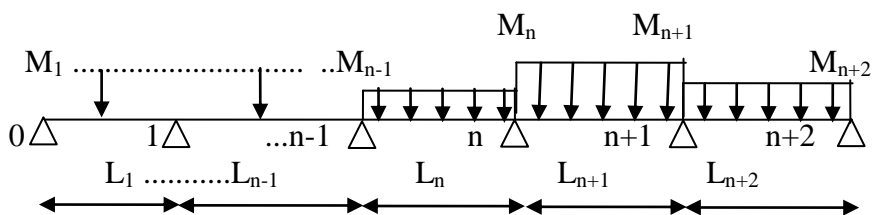
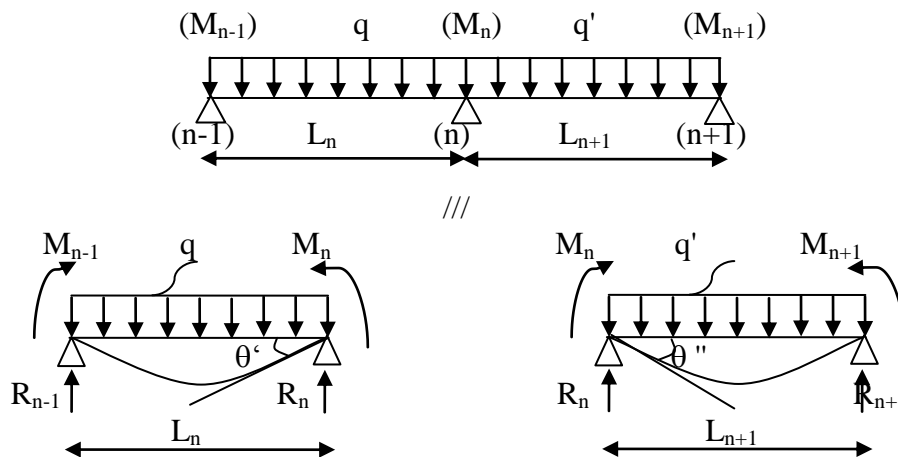


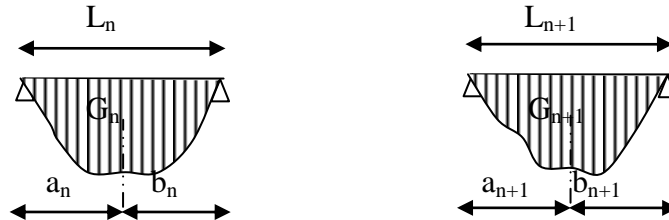
Figure.III.14.Schéma explicatif.

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

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



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

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

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

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

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

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

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

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

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

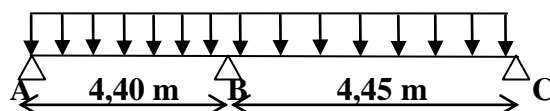
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,28 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9,98 \times 0,65 = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,28 \times 0,65 = 4,97 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul:

On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées)

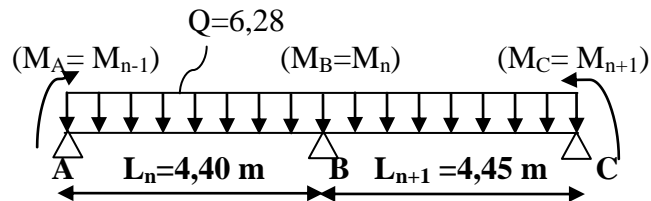
$Q_u = 6,28 \text{ KN/ml}$



Lecalculse fait selon la formule:

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

En isolant Deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 15,68 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,2 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 4,40 \cdot 15,68 = 46 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 16,04 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,225 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,45 \cdot 16,04 = 47,59 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,4M_A + 2(4,4+4,45) \cdot M_B + 4,45M_C = -6[(46 \cdot 2,2/4,4) + (47,59 \cdot 2,225/4,45)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,2 \cdot M_{0BC} = -3,21 \text{ KN.m}$$

$$17,7M_B = -252,579$$

$$M_B = -14,27 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appuis sont:

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

$$M_B = -14,27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3,21 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\begin{cases} T_w = (-3,14 + 14,27)/4,4 + 6,28 \cdot 4,4/2 = 16,78 \text{ KN} \\ T_e = (-3,14 + 14,27)/4,4 - 6,28 \cdot 4,4/2 = -11,72 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (-14,27 + 3,21)/4,45 + 6,28 \cdot 4,45/2 = 11,93 \text{ KN} \\ T_e = (-14,27 + 3,21)/4,45 - 6,28 \cdot 4,45/2 = -16,90 \text{ KN} \end{cases}$$

Les moments en travée:

$$M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t_{AB}} = 6,98 \text{ KN.m} \\ M_{t_{BC}} = 7,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.III.5. récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te
01	A-B	4,45	16,04	6,82	-3,21	-15,24	17,12	-11,71
	B-C	4,45	16,04	6,82	-15,24	-3,21	11,71	-17,12
02	A-B	4,4	15,68	6,98	-3,14	-14,27	16,78	-11,72
	B-C	4,45	16,04	6,82	-3,21	-15,24	17,12	-11,71
	C-D	4,45	16,04	6,82	-3,21	-15,24	17,12	-11,71
	D-E	4,4	15,68	6,98	-14,27	-3,14	11,71	-16,78
03	A-B	1,6	2,07	-0,29	-0,41	-4,31	7,62	-2,75
	B-C	2,8	6,35	3,56	-4,31	-1,27	7,98	-10,15
	C-D	4,45	16,04	6,82	-3,21	-15,24	17,12	-11,71
	D-E	4,45	16,04	6,82	-15,24	-3,21	11,71	-17,12
	E-F	2,8	6,35	3,56	-1,27	-4,31	10,15	-7,98
	F-G	1,6	2,07	-0,29	-4,31	-0,41	2,75	-7,62
04	A-B	2,8	6,35	0,19	-1,27	-11,05	12,56	-5,58
	B-C	4,45	16,04	6,82	-3,27	-15,24	17,12	-11,71
	C-D	4,45	16,04	6,82	-15,24	-3,27	11,71	-17,12
	D-E	2,8	6,35	0,19	-11,05	-1,27	5,58	-12,56

Pour les autres types de poutrelles (E.L.U):

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$M_{travée_{max}} = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui_{max}} = 15,24 \text{ KN.m}$$

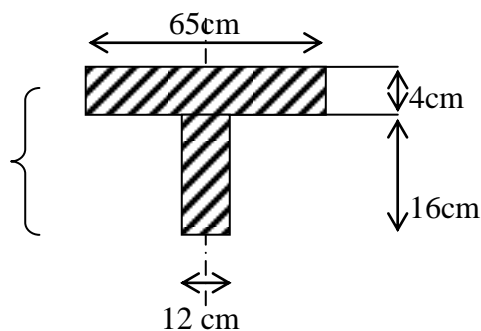
$$T_{max} = 17,12 \text{ KN}$$

III.3.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 :

La section de calcul

- Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$.
- Largeur de la section $b_0=12\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=20\text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0=4\text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18\text{cm}$

Et on a :

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

III.3.1.Plancher RDC et étage courant :

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

$$\begin{cases} M_{t \max} = 10,15 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,91 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,73 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 14,38 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.U

$$\begin{cases} M_{t \max} = 7,34 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,104 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 6,31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

E.L.S

III.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U:

❖ En travée (armatures inférieurs) :

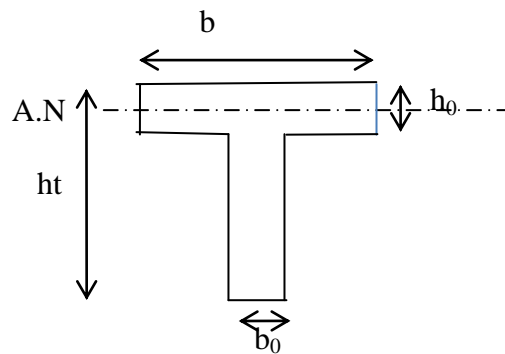
Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

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

$$M_{tmax} = 10,15 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 10,15 \text{ KN.m}$



$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,15 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 18^2 \cdot 65} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,039 \quad \beta = 0,98$$

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

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,15 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 18 \cdot 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Le choix: 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$A_{st} \min \geq 1,41$Condition Vérifiée .

Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :

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

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,73 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,029 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,73 \times 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

Condition de non fragilité:

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$A_{st} \min \geq 0,26$Condition Vérifiée .

III.3.1.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

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

$$\gamma = \frac{12,87}{9,31} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,039 \leq 0,44$ Condition Vérifiée .

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,75}{7,34} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \alpha = 0,17 \leq 0,44 \text{..... Condition Vérifiée .}$$

III.3.1.3.Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{max}=14,38$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,38 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,67 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée .

III.3.1.3.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.3.1.4.Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ avec : } L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles .}$$

Dans notre cas ,on a : $L_{max} = 4,45 \text{ m}$

$$\frac{445}{500} = 0,89 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,20}{2} - 0,020 \right)^2 \quad [\text{car: } d'=0,1h=0,02 \text{ m}]$$

$$I_0 = 4,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

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

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

$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 4,66 \cdot 10^{-4}}{(1+3,13 \cdot 0,818)} = 1,44 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{7,34 \cdot 10^{-3} \cdot 4,45^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 1,44 \cdot 10^{-4}} = 3,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

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

Donc : $f = 3,13 \cdot 10^{-3} \leq f_{adm} = 0,8 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée .

III.3.2. Plancher Terrasse:

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

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 09 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 12,19 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 16,68 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ En travée (armatures inférieures) :

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

On calcul le moment équilibre par la table

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

$$M_{tmax} = 09 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 09 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,03 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,03 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,984$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Le choix: 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$A_{st} \min \geq 1,41$Condition Vérifiée .

sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :

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

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,19 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,22 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,22 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,988$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,19 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 18 \cdot 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Le choix: 2T12=2,26 cm².

Condition de non fragilité:

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$A_{st} \min \geq 0,26$Condition Vérifiée .

III.3.1.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

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

$$\gamma = \frac{12,87}{9,31} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,042 \leq 0,44$ Condition Vérifiée .

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,87}{9,31} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,15 \leq 0,44$ Condition Vérifiée .

III.3.1.3. Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,53 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,53 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,63 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée .

III.3.1.3. 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 :

$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$	} $St \leq 16,20 \text{ cm}$	Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$
$St \leq \min(16,20 ; 40\text{cm})$		Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

III.3.1.4.Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivent soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ avec } L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles .}$$

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

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

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2 \text{ [car: } d' = 0,1h = 0,02m]$$

$$I_0 = 4,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

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

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

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 4,66 \cdot 10^{-4}}{(1 + 3,13 \cdot 0,818)} = 1,44 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{12,87 \cdot 10^{-3} \cdot 4,15^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 1,44 \cdot 10^{-4}} = 4,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

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

Donc : $f = 4,78 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,8 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée .

III.4.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 :

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

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

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

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

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

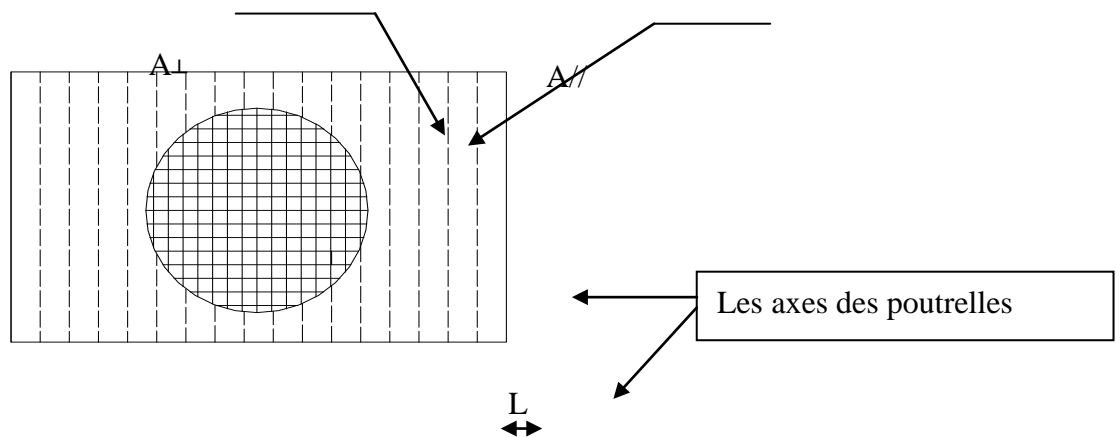
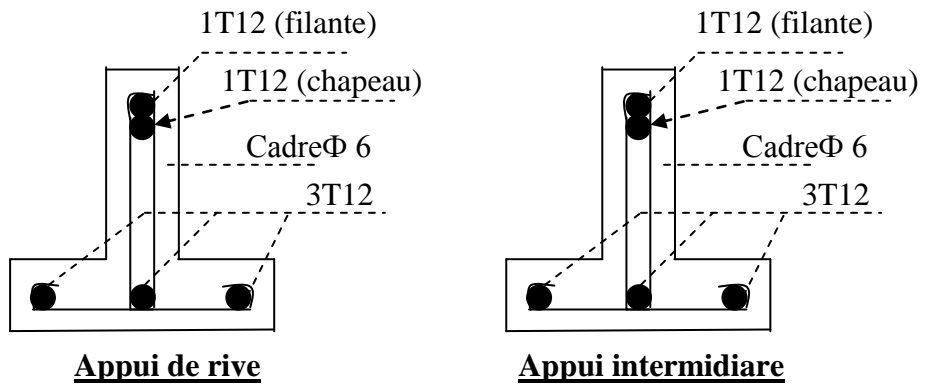


Figure.III.15.Ferrailage de la dalle de compression.

Dessin de ferrailage des poutrelles



RDC08 étage

III.5. Etude de la dalle pleine:

III.5.1. Dalle au niveau du R.D.C :

Condition de résistance à la flexion

Épaisseur minimale requise h_0 :

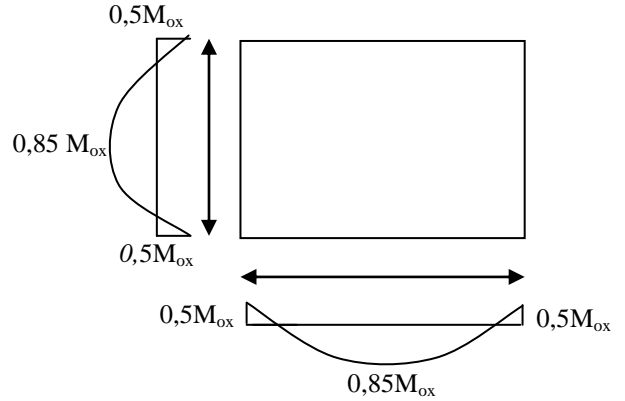
$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle



Panneau 1 : panneau de rive

$$\alpha = \frac{445}{455} = 0.98 \quad , l_x = 445\text{cm} \quad l_y = 455\text{cm}$$

Chargement :

Charge permanente :

$G = 5,04 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

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

Charge ultime :

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 12,05 \text{ KN/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{445}{455} = 0.98 > 0,4 \quad \text{la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,384 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

Moment isostatique :

Sens l_x :

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0,384 \cdot 12,05 \cdot (4,45)^2 = 9,16 \text{ KN.m}$$

Sens l_y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,954 \cdot 9,16 = 8,741 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,85. M_{ox} = 7,786 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85. M_{oy} = 7,43 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ rive}} = 0,5. M_{ox} = 4,58 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 4,58 \text{KN.m}$$

III.5.2.Calcul de ferrailage:

A P'E.L.U :

1)Dalle RDC :

Pour une bande de 1m de largeur ($b=100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$)

❖ Les armatures inférieures (en travée) :

• Sens Lx :

$$M_{tx} = 7,786 \text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,786 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,030 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

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

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,786 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Sens Ly :

$$M_{ty} = 7,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,43 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,43 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ Les armatures supérieures (sur appui):

• Appui de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,58 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,58 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,58 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,58 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal des armatures :

• **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

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

• **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} ; \quad \alpha = 4,45/4,55 = 0,98$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,98}{2} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}} , A_{sx}) = \max (1,21 ; 1,68) = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 1,60) = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ rive}} = \max (A_{x \text{ min}} , A_{a \text{ rive}}) = \max (1,21 ; 0,98) = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{a \text{ inter}}) = \max (1,20 ; 0,98) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers:

Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$

Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

• **Sens Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min (3.h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3.15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sens Ly :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{ty} \leq \min (4.h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4.15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le choix des aciers :

En travée :

• **Sens Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{6T12 P.m = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 17\text{cm}} \end{array} \right.$$

• **Sens Ly :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{5T10 P.m = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 17\text{cm}} \end{array} \right.$$

Sur appui :

• **Appui de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{arive} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{arive} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{5Q8 P.m = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 20 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

• **Appui intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{ainter}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{\text{ainter}} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{5Q8 P.m = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 20 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = Qu \frac{l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{12,05 \cdot 4,45}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{0,98}{2}} \right) = 17,99 \text{ KN} \\ V_y = Qu \frac{l_y}{3} = \frac{12,05 \cdot 4,45}{3} = 17,87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{\text{max}} = \max (V_x ; V_y)$$

$$V_{\text{max}} = 17,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{17,99 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,13 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 6T12 /mL avec $S_t = 17 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 17 \text{ cm}$

$A_{\text{arrive}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5Q8 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_{\text{ainter}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5Q8 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

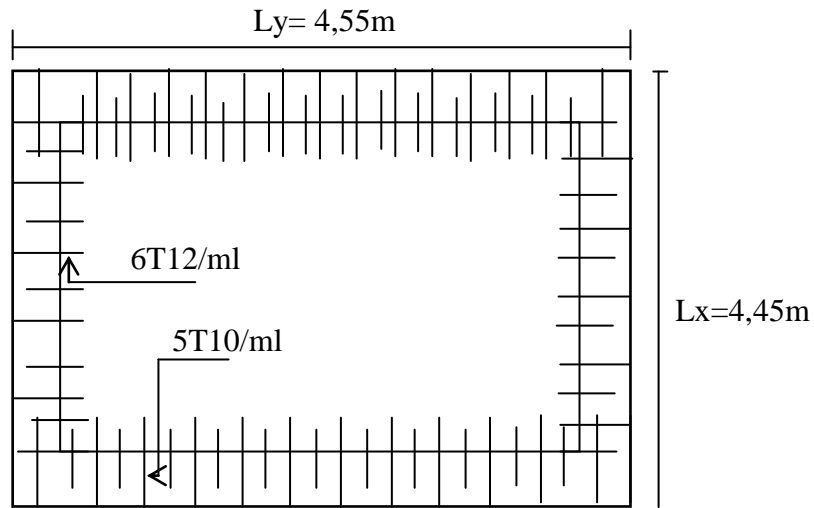


Figure.III.16.Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

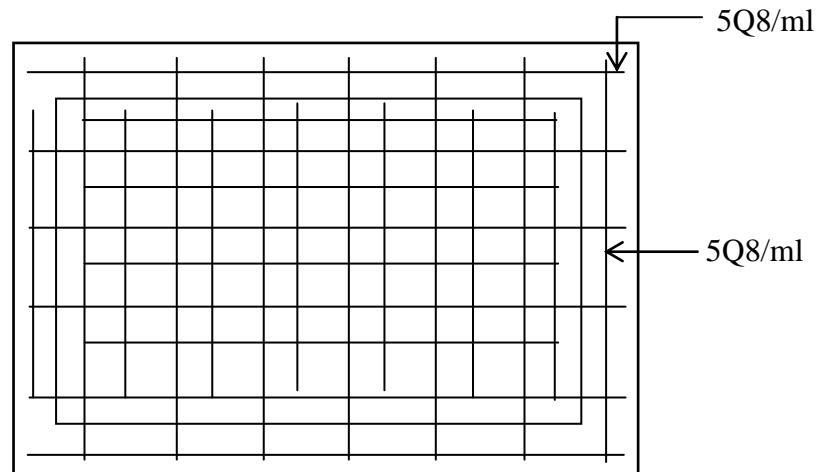


Figure.III.17.Dessin Ferrailage Inférieur du panneau de la dalle pleine.

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 $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

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

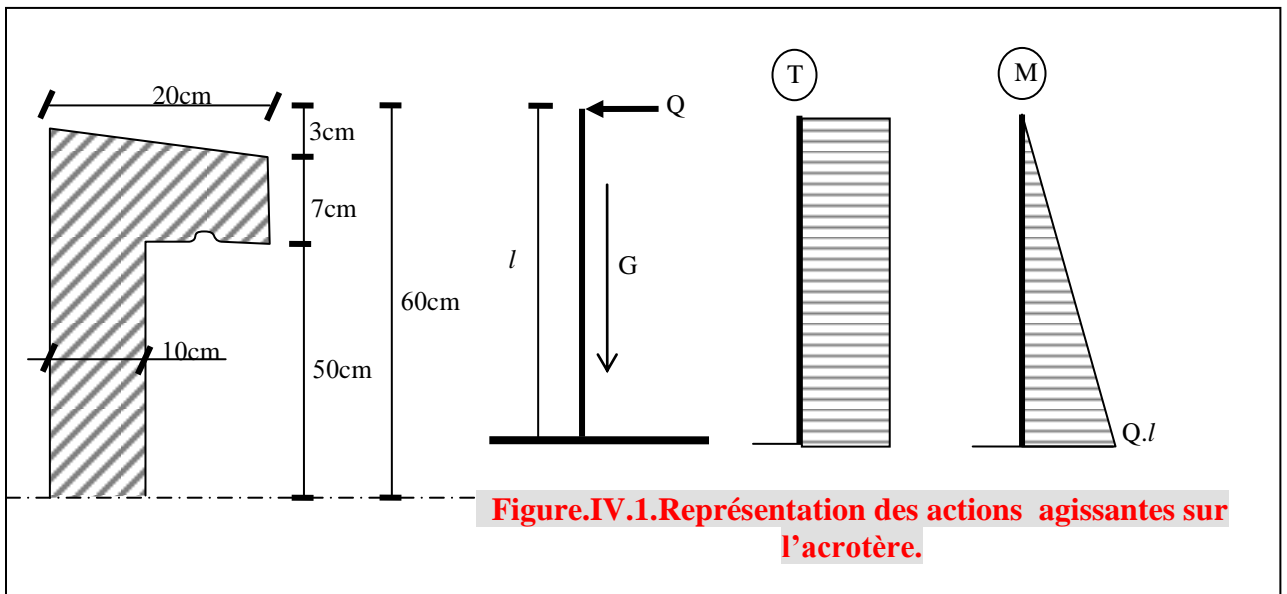
IV.1.3.Calcul des sollicitations :

IV.1.3.1.poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03 \cdot 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN / ml}$$



IV.1.3.2.Surcharge :

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,31\text{KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 1,71 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_{\text{ser}} = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

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

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389\text{m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,389 \text{ m}$$

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:

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

$$M_u = 2,31 \left(0,389 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,74 \text{ KN.m}$$

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

$$-0,74 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,9 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,0078$$

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

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

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

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

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

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

on calcul:

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,90 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,288 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,288 - \frac{2,31 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,221 \text{ cm}^2$$

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

rectangulaire:

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

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,71 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

On adopte 6T8 p.m; $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 3,02 / 4 = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4T8p.m

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

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

$$M_{ser} = 1,71(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,478 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

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

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(2,04)^3}{3} + 15 \times 2,01(9 - 2,04)^2$$

$$I = 1743,50 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{478}{1743,50} \times 2,04 = 0,56 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,56 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

b. 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 $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \frac{478}{1743,50} (9 - 2,04) = 28,62 MPa$$

$$\sigma_{st} = 28,62 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c. Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 KN$$

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

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

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

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

d. 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:

$$\boxed{F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p} \quad (1)$$

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

Cp: facteur de force horizontale Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,637 KN

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 1,71 \times 0,8 = 0,55 \text{ KN}$$

$F_p = 0,55 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$ condition Vérifiée.

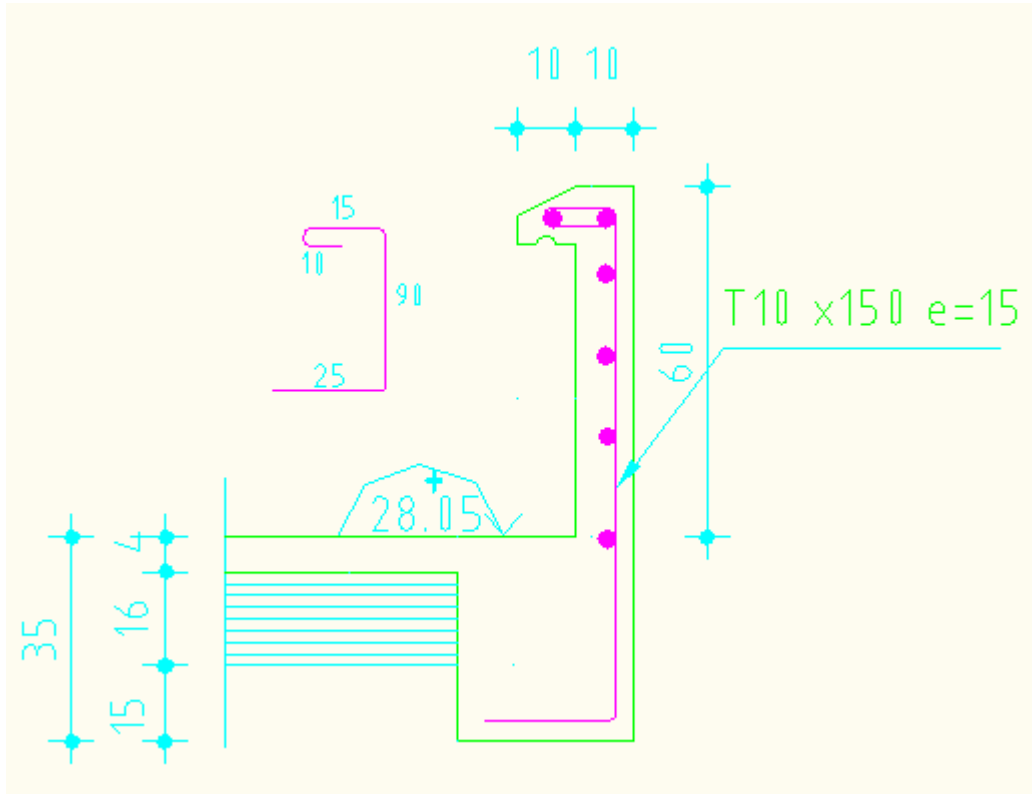


Figure.IV.2.Schéma du ferrailage de l'acrotère.

2.Balcon:

IV.2.1.1.Introduction:

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

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

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

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

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

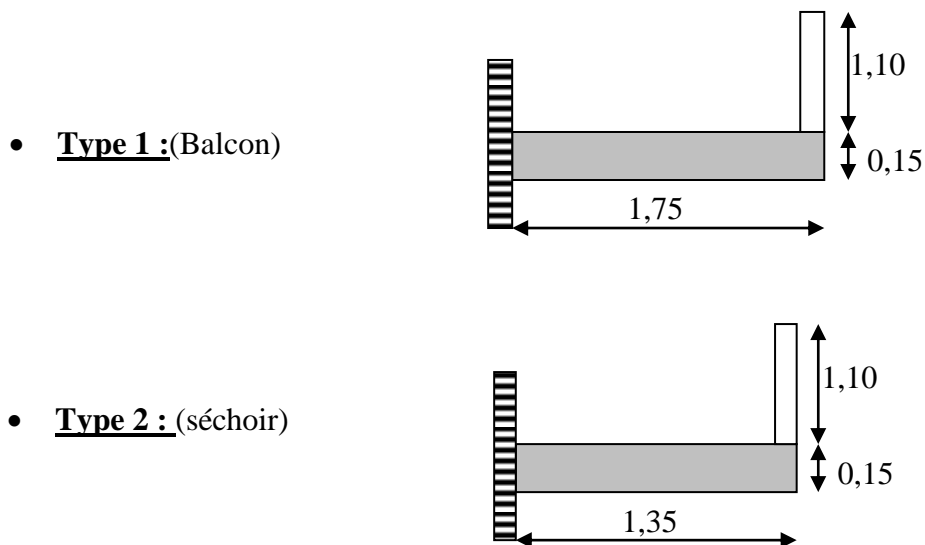


Figure. IV.3.Schéma représente les types des balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.
On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm .

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.2.1.2.Descente de charge:

Revêtement horizontal (carrelage+sable+ Mortier de pose) :	→	1,14 kN/m ²
Enduit en ciment (2 cm) : 2 X 0,18	→	0,36 kN/m ²
poinds propre de la dalle (e=15cm) :25x0,15	→	3,75 KN/ m ²
Cloison Brique 10 cm	→	0,9 KN/ m ²

$$G = 6,15 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la charge concentrée:

Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux.

Poids propre du mur en brique perforée(Q) :

$$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 1,1 \times 0,1 \times 1 = \mathbf{1,43 \text{ KN/m}^2}$$

$$P_{\text{mur}} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{enduit}} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} \times 1,35 = 0,534 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,93 + 0,534 = 2,46 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,43 + 0,396 = 1,826 \text{ KN}$$

b.Evaluation des moments:

$$M_{\text{max}} = -(Q_u \frac{l^2}{2} + P_u l) = -25,05 \text{ KN.m}$$

2.3.Calcul du ferrailage:

1.ELU :

La section à calculé (100x15)

$$M_u = 25,05 \text{ KN.m} \quad d = 0,9.h = 0,9.15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_{bc}} = 0,096$$

$$\beta = 0,94$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,05 \times 1000}{0,94 \times 13,5 \times 348} = 5,672 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 5,672 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conditions de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = (0,23.b.d.f_{t28})/f_e = 1,63 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = 5,672 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix} = 5\text{T14} = 7,70 \text{ cm}^2$$

2.ELS:

$$M_s = 17,97 \text{ KN.m}$$

*Vérification des contraintes :

1-la contrainte limite du béton : $\sigma_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

2-la contrainte limite de l'acier : $\sigma_s = 201,63 \text{ MPA}$

▪ Centre de gravité :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} \right) - 1 \right]$$

$$y = 4,55 \text{ cm}$$

▪ Inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{100(4,55)^3}{3} + 15 \times 7,70(13,5 - 4,55)^2$$

$$I = 12391,72 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{17,97 \times 10^6}{12391,72 \times 10^4} \times 45,5 = 6,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K(d - y) = 15.0,086(135 - 45,5) = 115,45 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU sont maintenues.

• Armatures de répartitions :

$$A_T = A_s/4 = 7,70/4 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix} : 4\text{T10} \longrightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Longleftrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

• Verification de la Contrainte de cisaillement:

$$T_{\text{max}} = Q_u \times l + P_u$$

$$T_{\text{max}} = (13,55 \times 1,75) + 2,46 = 26,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{26,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15.f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$1) \tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.3. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{26,17 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 22 \times 10^2} = 0,979 \text{ MPa}$$

$n = 5$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$\mu = 22 \text{ cm}$: périmètre d'armatures tendues

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,979 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

$$Q_{ser} = G + Q = 9,65 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,826 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -17,97 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 115,5y - 1559,25 = 0 \Rightarrow y = 4,55 \text{ cm (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(4,55)^3}{3} + 15 \times 7,7(13,5 - 4,55)^2$$

$$I = 12391,72 \text{ cm}^4$$

1) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{17,97 \times 10^3}{12391,72} \times 4,55 = 6,53 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

2) 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 $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{17,97 \times 10^3}{12391,72} (13,5 - 4,55) = 194,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.2.4. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 7,7 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 7,7} = 7,93 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,93 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,07 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,3)^3}{3} + \frac{100 \times (7,07)^3}{3} + 15 \times 7,7 \times (13,5 - 7,93)^2 = 31985,73 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,75)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31985,73} \left[\frac{9,65 \times 1,75}{8} + \frac{1,826}{3} \right] = 0,14 \text{ cm}$$

$$F = 0,14 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 175/250 = 0,7 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,14 \text{ cm} < F_{adm} = 0,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.2.PORTE A FAUX :

IV.2.2.1.Introduction:

Un porte-à-faux est une dalle pleine continue travaillant à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

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

Donc on adopte $e = 15cm$.

Dans notre étude, les différents types des PORTES-A-FAUX sont les suivantes :

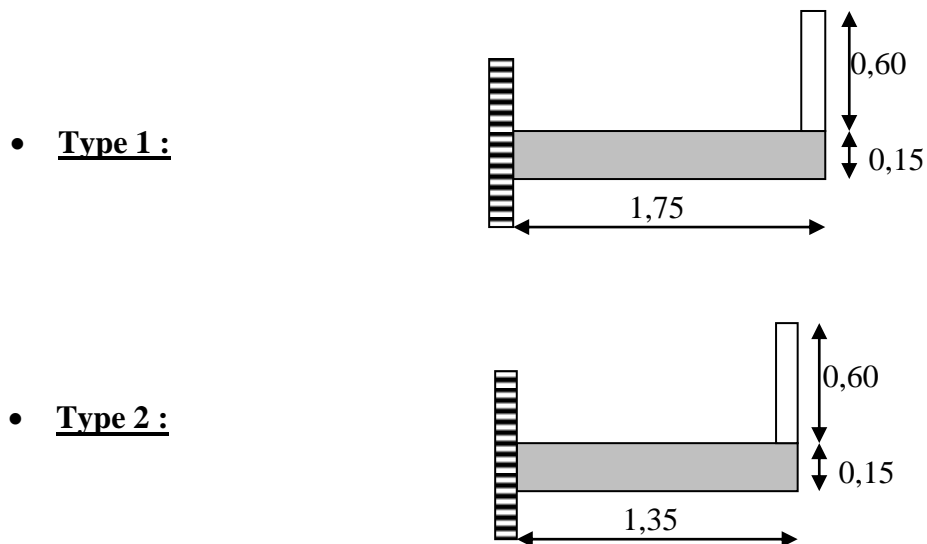


Figure. IV.4.Schéma représente les types des portes a faux.

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Tableau.IV.1.Descente de charge:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Protection en gravillons	0,05	17,00	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	22,00	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Poids propre de la dalle	0,15	25,00	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	18,00	0,36

Poids propre $G = 7,39 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation (charge répartie) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35P = 1,38 \text{ KN}$$

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

$$Q_u = 11,47 \times 1 = 11,47 \text{ KN/ml}$$

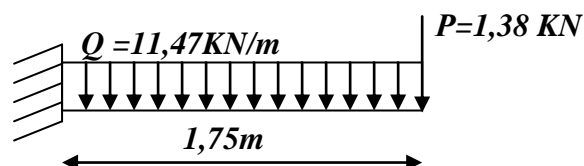
$$P_u = 1,38 \times 1 = 1,38 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -19,97 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 21,45 \text{ KN}$$

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



IV.2.2.3.Ferraillage:

Tableau.IV.2.Ferraillage portes a faux.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adopte} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adopte} (cm ² /ml)
19,97	0,077	0,959	0,0	4,47	6T12 Pm A _s = 6,79 St = 16 cm	1,69cm ²	4T10 A _s = 3,14 st = 28 cm

IV.2.2.4.Vérifications :

4.1.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} > A = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition Vérifiée.

4.2. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21,45 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

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

$$1) \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.3. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,45 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 22,6 \times 10^2} = 0,78 \text{ Mpa}$$

$\mu = 22,6 \text{ cm}$: périmètre d'armatures tendues

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

$$Q_{ser} = G + Q = 8,39 \text{ KN.ml} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,027 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -14,63 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1374,79 = 0 \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(4,32)^3}{3} + 15 \times 6,79 (13,5 - 4,32)^2$$

$$I = 11270,53 \text{ cm}^4$$

1) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{14,63 \times 10^3}{11270,53} \times 4,32 = 5,60 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

2) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{14,63 \times 10^3}{11270,53} (13,5 - 4,32) = 178,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 178,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.2.4. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 5,65 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,88)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (13,5 - 7,82)^2 = 31558,47 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,75)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31558,47} \left[\frac{8,39 \times 1,75}{8} + \frac{1,027}{3} \right] = 0,11 \text{ cm}$$

$$F = 0,11 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 175/250 = 0,7 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau VI.3- récapitulatif des armatures des différents types des balcons :

Type	01	02
M_u (KN .m)	-25,05	-19,97
T_u (KN)	26,17	21 ,45
M_{ser} (KN .m)	-17,97	14,63
μ	0,096	0,077
A	0,126	0,1
A_{cal} (cm ² /ml)	5,672	4,47
A_{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p .m)	5T14	6T12
A_{adopte} (cm ² /ml)	7,7	6,79
A_r (cm ² /ml)	1,92	1,69
Choix d'acier (p .m)	4T10	4T10
σ_{bc} (Mpa)	6,53	5,60
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15
τ_u (Mpa)	0,12	0,15
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,14	0,11
F_{adm} (cm)	0,7	0,7

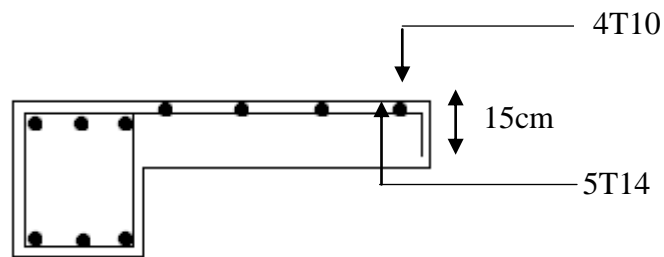


Figure IV. 4.a : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)

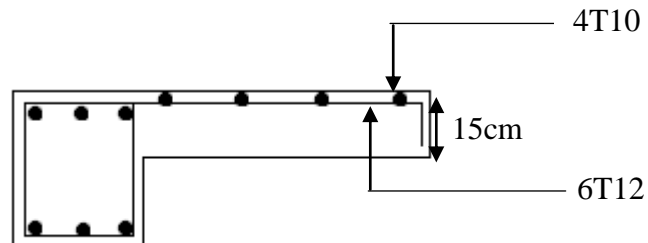


Figure IV. 4.b : Schéma de ferrailage du porte à faux (terrasse)

3.Escaliers:

IV.3.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.Therminologie :

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

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon.

La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

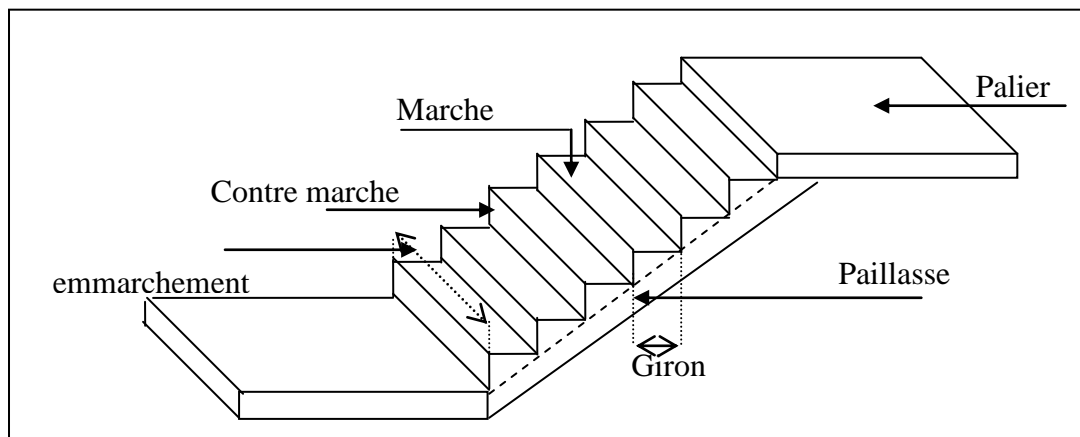


Figure IV.5.schéma d'un escalier

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

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

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 deux volées (étage courant):

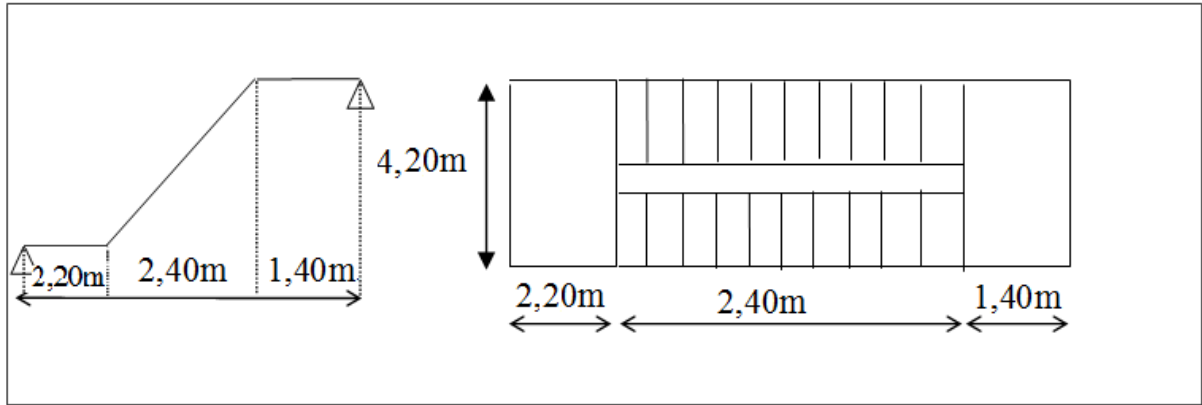


Figure IV.6 Etude d'un escalier à deux volées et deux paliers

3.1. Dimensionnement des marches et contre marches :

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

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

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 $H=306/2=153$ cm et $L=240$ cm

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

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

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

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

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

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

3.2.Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,86} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,86} \Leftrightarrow 9,30 \leq ep \leq 13,95\text{cm} \text{ , en prend: } \mathbf{ep = 12\text{cm}}$$

3.3.Epaisseur de palier (ep):

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,86} = 13,95\text{cm}$$

On prend : **ep=15 cm.**

3.4.Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

Tableau VI.4.Evaluation des charges et des surcharges Paillasse

N ^o	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,12	25,00	3,22
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20

-charge permanente : **G=7,01KN/m²**

-Surcharge : **Q=2,5KN/m²**

$$QU_1 = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13,21\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,51\text{KN/ml}$$

b) Palier :

Tableau VI.5.Evaluation des charges et des surcharges Palier

N=°	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,12	25,00	03
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	0,10	0,20

- charge permanente : $G_2=4,36\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q_2=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 9,64\text{KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}2} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 6,86 \text{ KM/ml}$$

Schéma statique

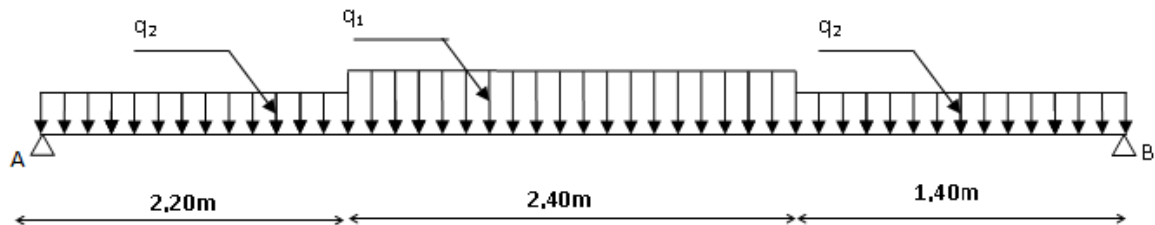


Figure IV.7.Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

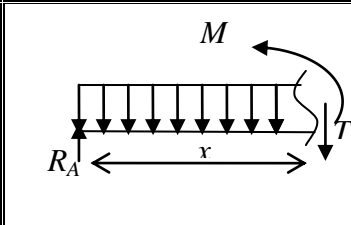
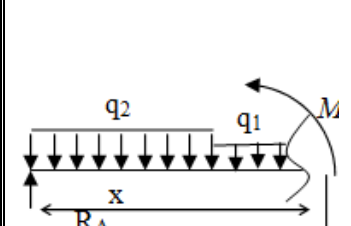
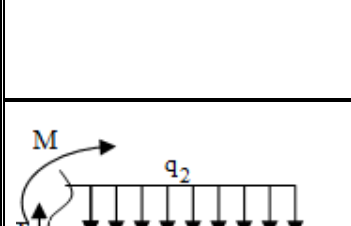
3.5.Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U:

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 66,408 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow \left[6R_a - (9,64 \times 2,2) \left(\frac{2,2}{2} + 3,8 \right) \right] - (13,21 \times 2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 1,4 \right) - (9,64 + 1,4) \frac{1,4}{2}$$

$$R_A = 32,63 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 33,78 \text{ KN}$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,2\text{m}$		$T(x) = -9,64x + 23,63$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 23,63 \text{ KN}$ $X=2,2 \Rightarrow T(x) = 11,42 \text{ KN}$	$M(x) = 32,63 \cdot x - 4,82 \cdot x^2$ $M(0) = 0$ $M(2,2) = 48,45 \text{ KN.m}$
$2,2 \leq x \leq 4,6\text{m}$		$T(x) = -13,21 \cdot x + 40,48$ $T(X)=0 \Rightarrow X = 3,064 \text{ m}$ $x=2,2 \Rightarrow T(x) = 11,42 \text{ KN}$ $x=4,6 \Rightarrow T = -20,29 \text{ KN}$	$M(x) = -6,605 \cdot x^2 + 40,48x - 8,69$ $X=2,2 \Rightarrow M = 48,45 \text{ KN.m}$ $X=3,06 \Rightarrow M = 53,38 \text{ KN.m}$ $X=4,6 \Rightarrow M = 37,81 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1,4\text{m}$		$T(x) = 9,64x - 33,78$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -33,78 \text{ KN}$ $X=1,4 \Rightarrow T(x) = -20,28 \text{ KN}$	$M(x) = 33,78 \cdot x - 4,82 \cdot x^2$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 37,84 \text{ KN.m}$

E.L.U :

Donc: $M_{x\max} = 53,38 \text{ KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85 \cdot 53,38 = 45,37 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \cdot 53,38 = 21,35 \text{ KN.m}$

3.6. Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.S :

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 47,52 \text{ KN}$

$R_A = 23,34 \text{ KN}$ et $R_B = 24,18 \text{ KN}$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,2\text{m}$		$T(x) = -6,86x + 23,34$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 23,34 \text{ KN}$ $X=(2,2) \Rightarrow T(x) = 8,27 \text{ KN}$	$M(x) = 23,34 \cdot x - 3,43 \cdot x^2$ $M(0) = 0$ $M(2,2) = 34,75 \text{ KN.m}$
$2,2 \leq x \leq 4,6\text{m}$		$T(x) = -9,51 \cdot x + 29,17$ $T(X)=0 \Rightarrow X = 3,064 \text{ m}$ $x=2,2 \Rightarrow T(x) = 8,25 \text{ KN}$ $x=4,6 \Rightarrow T = -14,58 \text{ KN}$	$M(x) = -4,77 \cdot x^2 + 29,17x - 6,49$ $X=2,2 \Rightarrow M = 34,67 \text{ KN.m}$ $X=3,06 \Rightarrow M = 38,25 \text{ KN.m}$ $X=4,6 \Rightarrow M = 27,07 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1,4\text{m}$		$T(x) = -6,86x + 24,18$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -24,18 \text{ KN}$ $X=2,2 \Rightarrow T(x) = -14,58 \text{ KN}$	$M(x) = 24,18 \cdot x - 3,43 \cdot x^2$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 27,03 \text{ KN.m}$

E.L.S :

Donc: $M_{x\max} = 38,25 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{T\text{ser}} = 0,85 \cdot 38,25 = 32,51 \text{ KN.m}$

$Ma_{\text{ser}} = 0,40 \cdot 38,25 = 15,30 \text{ KN.m}$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

3.7.Ferraillage:

Tableau VI.6.Ferraillage d'un escalier.

Caractéristique	h _{travée} =12cm h _{appui} =15cm	b=100cm	Fe=400	σ _s =348Mpa	D _{travée} =0,9.h=10,8cm D _{appui} =0,9.h=13,5cm		
/	M(KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)/ml	A _{ad} (cm)/ml	A _r =A _{ad} /4	A _r adoptée
Travée	45,37	0,27	0,83	14,54	8T16/ml =16,08cm ² St=10cm	4,02	4T12/ml =4,52cm ² St=25cm
Appuis	21,35	0,08	0,95	4,78	5T12/ml =5,65cm ² St=20cm	1,41	4T10/ml =2,36cm ² St=25cm

Tableau VI.7.Vérifications d'un escalier.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée A _{min} =0,23b.d.f _{t28} /Fe=1,23cm ²	A=16,08cm ² A>A _{min} Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{25,40}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,23 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (23,60 \times 10^{-3} + \frac{9,44 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 3,47 \text{ cm}^2$ A ≥ 3,47cm ²	A=3,93cm ² A>3,47cm ² Vérifiée

1) Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

M_{tser}=32,51 KN.m ; A_s=16,08 cm²/ml

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 241,2y - 2604,96 = 0 \Rightarrow y = 5,19 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 12251,01\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{32,51 \times 10^3}{12251,01} \times 5,19 = 13,77 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 13,77\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Sur appui:

$M_{aser} = 15,30 \text{ KN.m}, \quad A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1744,12 = 0 \Rightarrow y = 4,01\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 9781,96\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15,30 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 6,27\text{Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 6,27 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

2) vérification de La flèche:

Tableau VI.8.vérification de La flèche

Condition	Vérification	
$h_v/l \geq \frac{1}{30}$	0,070 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \leq 2/f_c$	0,014 > 0,010	Condition vérifiée

II.Etude de La poutre palière d'étage courant :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

1) Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow h = 35cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 12,60 \Rightarrow b = 30cm \end{array} \right.$$

• Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 33,78 \text{ KN/m}$

Poids du mur : $0,9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,06 \text{ KN/m}$

On a : $q_u = 1,35 \times (2,62 + 2,06) + 33,78 + 1,5 \times 2,5 = 43,85 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 2,62 + 2,50 + 2,06 + 24,18 = 31,36 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 110,99 \text{ KN.m}$$

$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 94,34 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 44,40 \text{ KN.m}$

Le Ferrailage:

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Tableau VI.9. Le Ferrailage de la poutre palière.

Caractéristique	$h = 35\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$	$d = 0,9h = 31,5\text{cm}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$F_e = 400\text{Mpa}$
/	$M(\text{KN.m})$	μ	β	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
En travée	94,34	0,22	0,87	9,89	10,65 soit 3T16+3T14
En appui	44,40	0,105	0,94	4,30	4,62 soit 3T14

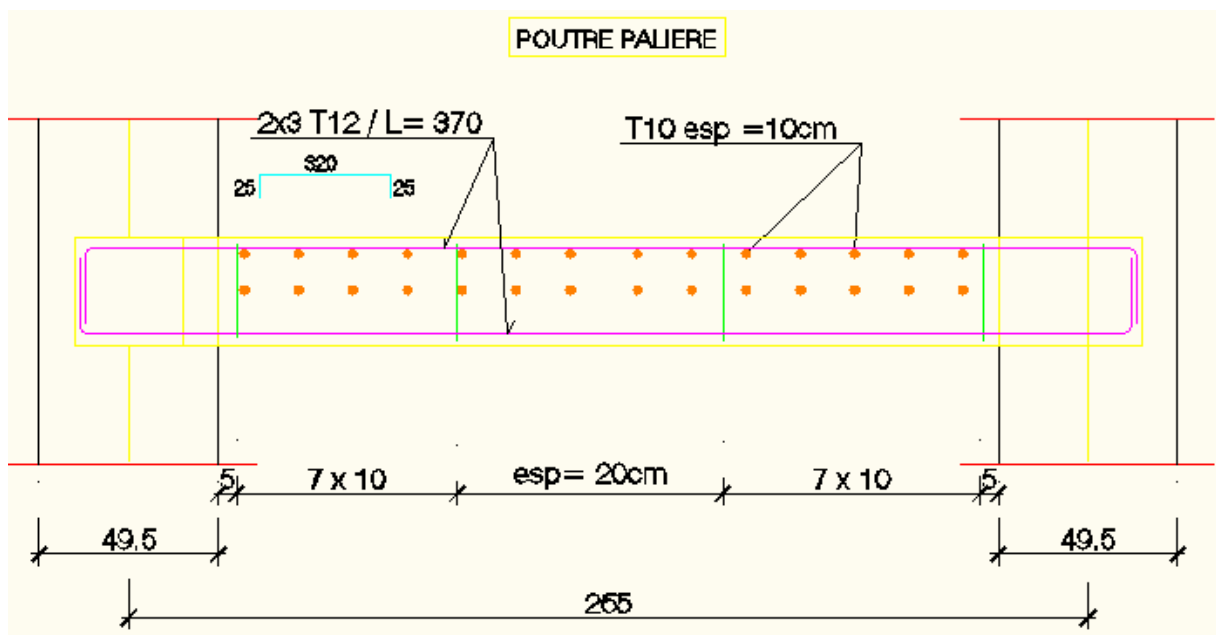
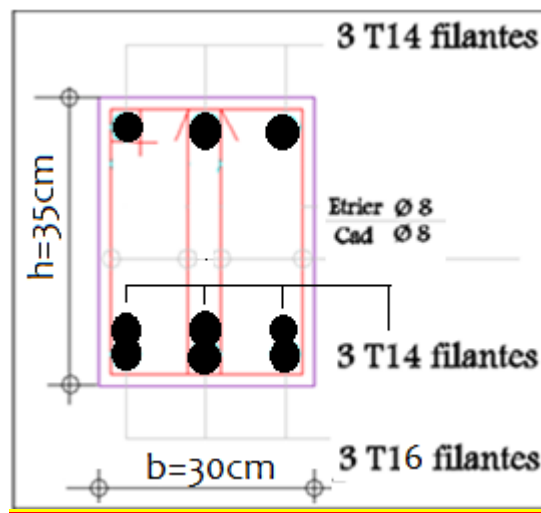


Figure : IV -8 .Ferrailage de la poutre palière

4. Vérifications:

4.1. Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } 9,89 > 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis: } 4,52 > 1,14 \text{ cm}^2$$

4.2. Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{\text{ser}} = 31,36 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 79,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot 79,38 = 67,47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot 79,38 = 31,75 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$\text{Position de l'axe neutre: } A_s = 10,65 \text{ cm}^2 ; d = 31,5 \text{ cm}$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 159,75y - 5032,12 = 0 \Rightarrow y = 8,56 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 90339,63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{67,47 \times 10^3}{90339,63} \times 8,56 = 6,39 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,39 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 9,88 \text{ cm}$$

$$I = 41335,67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{31,75 \times 10^3}{41335,67} \times 9,88 = 7,58 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

1) Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 70,56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{70,56 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il y a pas risque de cisaillement

4.3. Armatures transversales At:

Diamètre des armatures At:

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L\right\} = \min\{10,30,14\}$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35; 40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}, 10\varnothing_L\}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\varnothing_L.$$

Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 20,10}{1,87} = 6,64 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau VI.10. Calcul de la flèche

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/445=0,078 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,078 > 26,75/10.31,47=0,075$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$9,89/30.31,5=0,0103 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

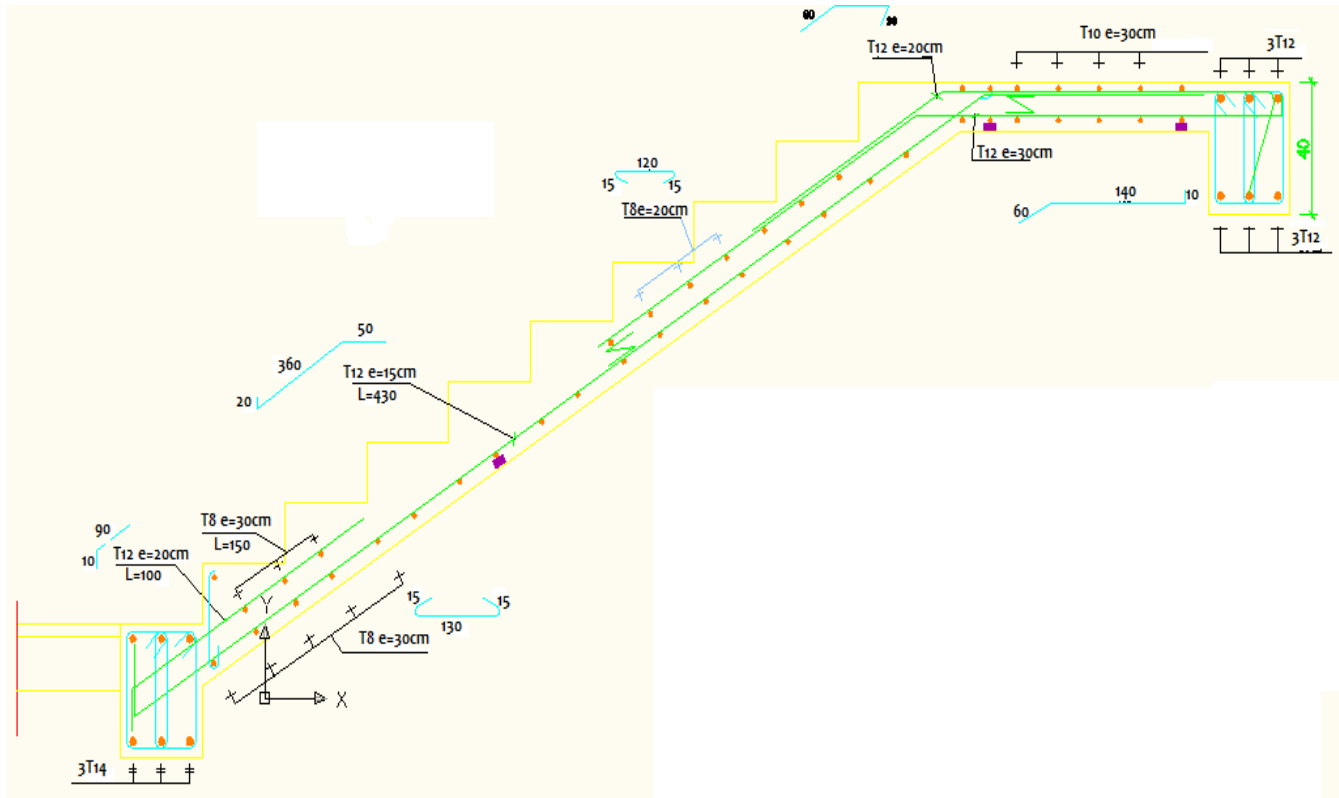


Figure : IV -9 .Ferrailage d'un escalier

IV-5.L'ascenseur:

IV-5.1. 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

IV-5.2. Etude de l'ascenseur :

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

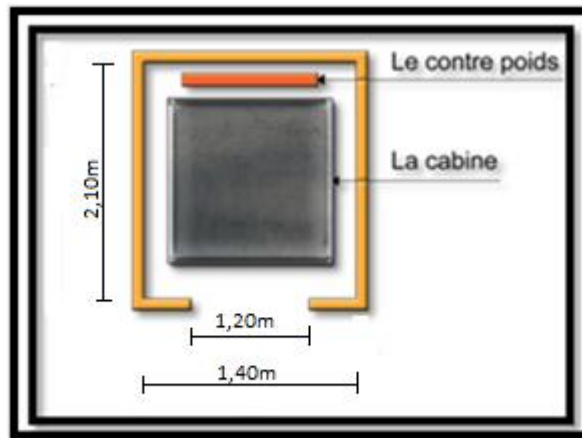


Figure : IV.11. Vue en plan de l'ascenseur

- Une largeur de la cabine : 1,4 m
- Une longueur de la cabine: 2,10 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 1,2m
- Une hauteur libre de passage de : 2,0m
- Une hauteur de course de : 28,05 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 2,10) \times 2,2 = 12,32 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 16 \text{ cm}$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- P_m « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- P_p : Le poids de contreponds tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

a) **Tableau IV-11 Le poids mort :**

Poids de la cabines=(2x1.40+2.10)2.20=12,32 m ²	M1=11.5x12.32x1,4=198,35 kg
Poids de plancher s=1,1x2,1 = 2,94 m ²	M2=110x2,94 = 323,4 kg
Poids de toit	M3=20X2,94= 58,8 kg
Poids de l'arcade	M4=60+(80x1.4)=172kg
Poids de parachute	M5=40kg
Poids des accessoires	M6=80kg
Poids de poulies de maufrage	M7=2x30=60kg
Poids de la porte de cabine	M8=80+(2,4x25)=140 kg

4

- Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1072,55 \text{ kg}$
- Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1072,55 + \frac{675}{2} = 1410,05 \text{ kg}$

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 :

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

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 $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m$) $\Rightarrow M=Q+P= 675+1072,55=1747,55$ kg

on aura donc : $C_r =C_s \times M = C_s.(Q+P)= 12(675+1072,55)=20970,60$ kg

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow C_r = 24671,29 \text{ kg}$$

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

Avec

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

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

$$n = C_r / (C_r(1 \text{ cable}) \times m) = 24671,29 / 8152 \times 2 = 1.51$$

soit $n=2$ 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 : $m = 0,515$ kg

L :Longueur du câble $L =27,54$ m

n : nombre des câbles $n =2$

$$M_g= m \times n \times l =0,515 \times 2 \times 27,54=28,36 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M=Q+P_m+ M_g= 675+1072,55 +28,36=1775,91 \text{ kg}$$

Vérifications de C_r :

$$C_r= C_s \times M \Rightarrow C = \frac{C_r}{M} = \frac{24671,29}{1775,91} = 13,89 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G= P_m+ P_p+ P_{\text{treuil}}+ M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}}=1200$ kg

La charge permanente totale : $G=1072,55+1410,05+1200+28,36 =3710,96$ kg

Les surcharges : $Q=675$ kg ; $Q_u=1,35G +1,5Q = 6022,29$ kg

IV-5.3. 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 : $q_u = 6022,29 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q}{4} = \frac{6022,29}{4} = 1505,57 \text{ kg}$$

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.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

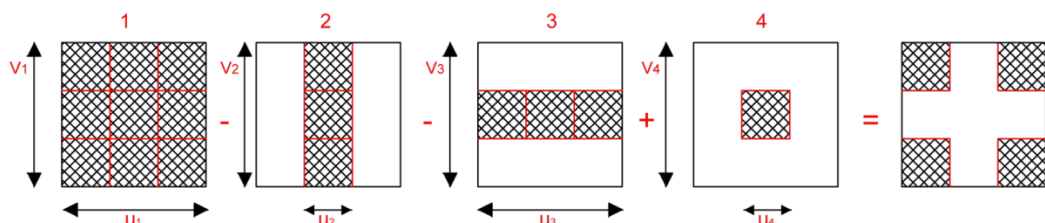
$$V = b + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 12480 > q_0 = 1505,57 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

IV-5.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



IV-5.5. Distances des rectangles :

– Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 158 \text{ cm} \\ v = 122 \text{ cm} \end{cases}$$

– Rectangle 2

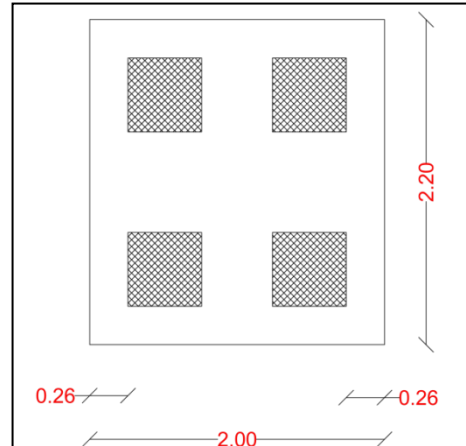
$$\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 122 \text{ cm} \end{cases}$$

– Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 158 \text{ cm} \\ v = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

– Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 70 \text{ cm} \end{cases}$$



IV-5.6 Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E L U ($\nu = 0$)

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

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1505,57}{0,26 \times 0,26} = 22271,74 \text{ kg/m}^2$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,87	0,55	0 ,107	0,069	1,92	22271,74	42761,74	4575,50	2950,56
2	0,22	0 ,55	0,148	0,078	0,48	22271,74	10960,43	1582,18	833,85
3	0,87	0 ,31	0,123	0,093	1,106	22271,74	24632,54	3029,80	2290,82
4	0,22	0 ,31	0,174	0,122	0,28	22271,74	6236,08	1085,07	760,80

Tableau IV.12 Ci-dessus : Lx=1,80 m; Ly=2,20m

IV.5.6 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1048,59 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 586,69 \text{ kg.m}$$

IV.5.7.Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

a) Chargement

$$L_x = 1,8 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}$

- Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ Kg/m}$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2,2} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 120,49 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 76,07 \text{ kg.m} \end{cases}$$

c) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1048,59 + 120,49 = 1169,08 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 586,69 + 76,07 = 662,76 \text{ kg.m}$$

IV.5.8. Moments retenus:

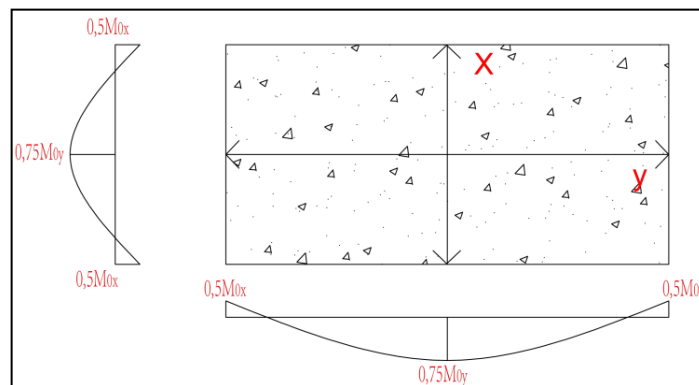
a- En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0x} = 876,81 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0y} = 497,07 \text{ kg.m}$$

b- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 584,54 \text{ kg.m}$$



IV-5.9. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b=100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h=16 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :

Sens I_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 8768,1 \text{ N.m}$

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{8768,1}{100.14,4^2.14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,9945 \rightarrow \lambda = 0$$

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{8768,1}{0,985 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 4970,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{4970,7}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,17} = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,99$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{4970,7}{0,99 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 5845,4 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{5845,4}{100 \cdot (14,4^2) \cdot 14,17} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = 0,392 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,99$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{5845,4}{0,99 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.5.10. Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y :

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,77/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,28 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{min}} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 1,17/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,28 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{min}} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,77 \left(\frac{3 - 0,82}{2} \right) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 1,09 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{min}} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 1,09 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{min}} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

IV.5.11. Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 16 \text{ mm}$.

a) En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_a = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.5.12. Nécessité de disposer des armatures transversales

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

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

$$V_{utot} = \{V_x + V_v; \text{ Sens } L_x\}$$

$$V_{utot} = \{V_y + V_u; \text{ Sens } L_y\}$$

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

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

$$V_x = 6022,25 \times \frac{1,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} = 3844,01 \text{ N} = 3,84 \text{ KN}$$

$$V_y = 6022,25 \times \frac{1,80}{3} = 3613,37 \text{ N} = 3,61 \text{ KN}$$

$$V_x > V_y$$

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

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1505,57}{2 \times 26 + 26} = 19,30 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V) \Leftrightarrow \frac{1505,57}{3 \cdot 26} = 19,30 \text{ KN}$$

$$(u = v = 26 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 19,30 \text{ KN}$$

• **L'effort total V_{tot} :**

– Sens l_x : $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,84 + 19,30 = 23,14 \text{ KN}$

– Sens l_y : $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,61 + 19,30 = 22,91 \text{ KN}$

Donc : $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x} ; V_{\text{tot}y}) = 23,14 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{23,14 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,160 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,16}{3} \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 1,73$$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ ————— *condition vérifiée*

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-5.13. Les vérifications à L'E.L.S :

8.10.1. Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(E.L.S)$$

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

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1096,49 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1106,31}{0,25^2} = 16220,26 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 16220,26 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans

LE Tableau IV.13 Ci-dessus

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} ·S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,87	0,55	0,107	0,069	1,92	31142,89	3762,06	1815,31
2	0,22	0,55	0,148	0,078	0,48	7785,72	1273,74	837,74
3	0,87	0,31	0,123	0,093	1,106	17939,60	2540,24	2109,96
4	0,22	0,31	0,174	0,122	0,28	4541,67	901,06	712,13

5.13.2. Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xC} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 849,14 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 580,01 \text{ kg.m}$$

5.13.3. Moment dû aux charges réparties (Poids propre)

Chargement

$$L_x = 1,80 \text{ et } L_y = 2,20 \text{ et}$$

$$G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2 ;$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 400 = 500 \text{ Kg/m}^2$$

5.13.4. Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,90 ; \text{E.L.S}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases}$$

Donc

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0607 \times 500 \times 2,2^2 = 98,33 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0,7381 \times 98,33 = 72,58 \text{ kg/m}$$

5.13.4. Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact du rectangle:

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 849,14 + 98,33 = 947,47 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 580,01 + 72,58 = 652,59 \text{ kg.m}$$

a). Les moments retenus:

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 947,47 = 710,60 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 652,59 = 489,44 \text{ kg.m}$$

sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 473,88 \text{ kg.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travée :

$$M_{tx} = 7106,0 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A \hat{=} 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 59,89y - 862,41 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 5,30 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 5,3^3 / 3 + 15 \times 3,93 (14,4 - 5,30)^2$$

$$I = 9844,21 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{7106}{9844,21} \times 5,30 = 3,82 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 3,82 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 2340,90 \text{ N.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 5,30 \text{ cm}$$

a) Moment d'inertie (I):

$$I = 9844,21 \text{ cm}^4$$

b) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{app} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{4738,8}{9844,21} \cdot 5,30 \right) = 2,55 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 2,55 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$Mt_y = 4894,4 N.m; \quad A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \quad \bar{A} = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\bar{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \bar{A}_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 5,30 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 \bar{A}_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 5,30^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 9844,21 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{4894,4}{9844,4} \cdot 5,30 \right) = 2,63 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— } \textit{vérifié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

5.14- Disposition du ferrailage :

5.14.1- Arrêt des barres :

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

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm,}$$

5.14.2- Cas des charges uniformes :

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

5.14.3- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(40 \text{ cm}; 38,61 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

5.14.4- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

5.14.5. Armatures finales :

a) **Suivant L_x** : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

b) **Suivant L_y** : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

IV- 5.15. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Figure : IV-12. Ferrailage du voile et dalle d'ascense

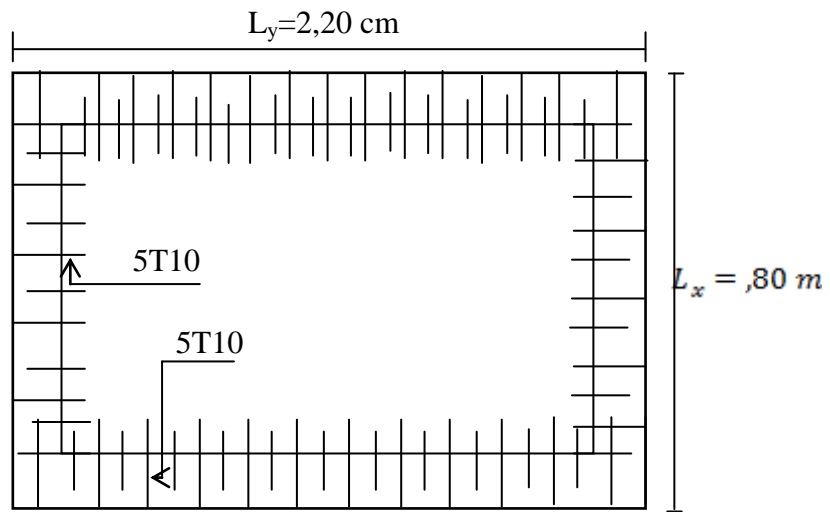


Figure IV.13 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

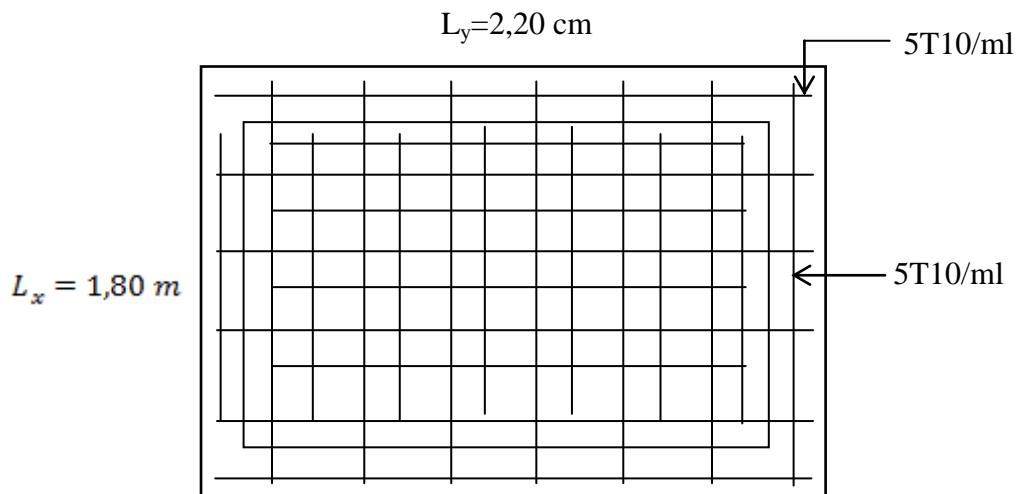


Figure IV.14 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

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.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003.

V.2.Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Cacluls Sismique:

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

- Analyse statique équivalente : pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.
- Analyse modale spectrale : peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**ETABS 9.6.0**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (noeud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.

-Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

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

-Zone sismique I } $\Rightarrow (A = 0,10)$
 -Groupe d'usage 2 }

$$\xi = 6\% - \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Mixte portique/ Voiles : R = 5

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

Critères :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-Redondance en plan.

3-Régularité en élévation.

4-Régularité en plan

5-Contrôle de qualité de matériaux.

6-Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20.$$

V.5.Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$

V.5.1.Détermination des poids (W_t) de la structure :

Prenons comme exemple :

Le niveau RDC:

La surface du plancher : $S = 569.46 \text{ m}^2$.

Poids de :

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 569,46 = 287,00t$.
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = 56 \times (0,45) \times (0,45) \times 2,5 \times 3,57 = 101,20 t$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 170,52 = 51,15 t$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times 135,3 = 35,51 t$.
- les murs extérieurs..... $0,8 \cdot G_m \cdot h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 102,3 \times 3,57 = 76,54 t$.
- les murs intérieurs $0,8 \cdot G_m \cdot h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,120 \times 67,3 \times 3,57 = 23,06 t$.
- les murs voile..... $e_p \times h_t \times \gamma_b \times \sum L : 0,25 \times 3,57 \times 2,5 \times 12,3 = 27,44 t$.
- les escaliers $p = G \times S = 0,735 \times 9,80 = 7,20t$.
- L'acrotère $p = G \times S = 0,171 \times 49,3 = 8,43 t$.

G=617.84t

La Surcharge :635.58t (fichier etabs)

$p=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$p=0,15 (569,46) + 0,25(9,84)=87,88 t$

Le Poids :

$W_t=G+ \beta P = 617,84 + 0,2 \times 87,88$

Wt=635.41t

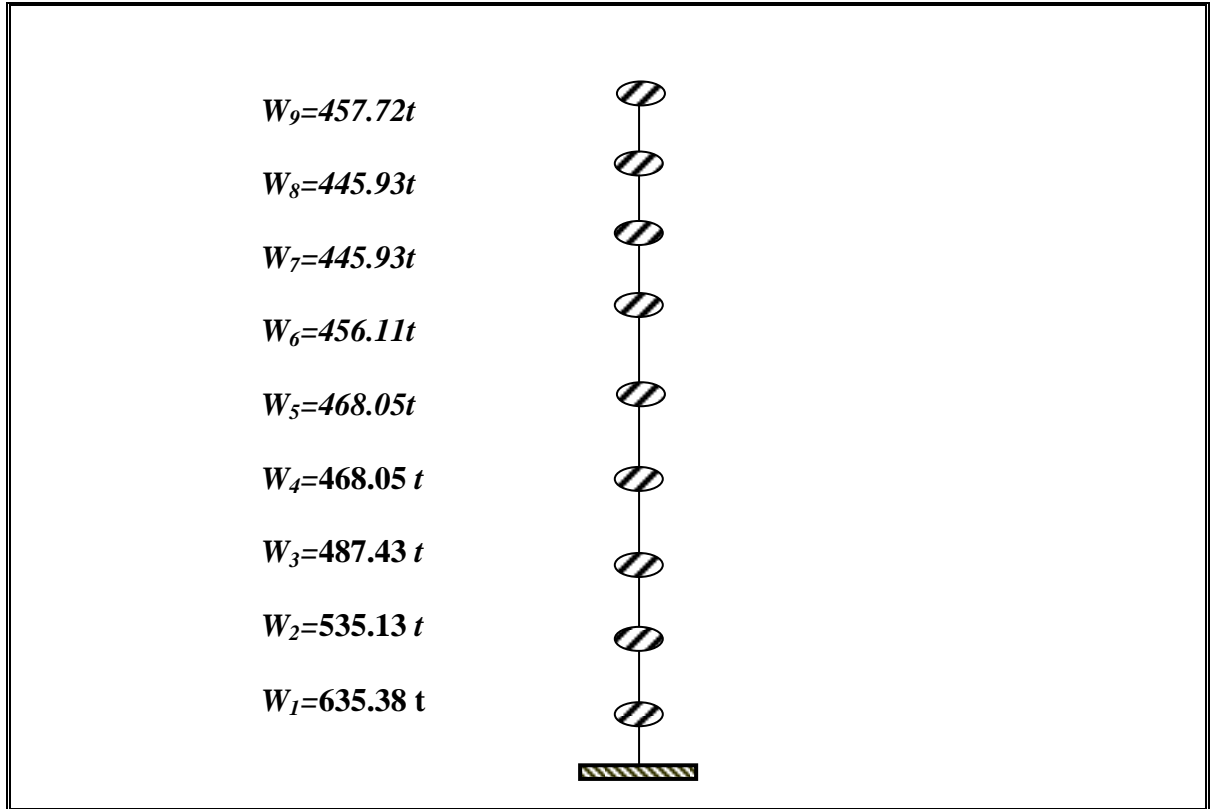


Figure V.1.poids de chaque niveau(fichier etabs)

V.5.2.Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique (t.m²)

M:masse sismique qui égale au rapport W/g

W, le poids de chaque niveau i.

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{array} \right.$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau. V.1.Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

Im(t.m ²)	masse sismi M(t)	Iyg(m ⁴)	Ixg(m ⁴)	Yg (m)	Xg (m)	0,05L y (m)	0,05 Lx (m)	yg (m)	xg (m)	S(m ²)	poids W (t)	N
8201.83	64.76	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	569.46	635.38	1
9030.97	54.55	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	435.64	535.15	2
8396.06	49.68	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	487.43	3
8396.06	47.71	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	468.05	4
8396.06	47.71	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	468.05	5
8396.06	46.49	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	456.11	6
8396.06	45.45	55889.55	116232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	445.93	7
8396.06	45.45	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	426.75	445.93	8
7449.27	46.66	55889.55	16232.4	9.11	16.58	0.2	0.21	8.91	16.37	451.75	457.72	9

V.5.3.Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifiée que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

$$W = 5102.89T$$

$\alpha_x = 94.4681\% > 90\%$ Condition Vérifiée.

a- Sens transversal:

$\Sigma \alpha_y = 92.7216\% > 90\%$ Condition Vérifiée

V.6.Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,10 \\ Q = 1,20 \\ R = 5 \\ W = 4143,43 \text{ t} \end{cases} \quad T_1, T_2 : \text{période caractéristique associée à la catégorie du site.}$$

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

V.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou:} \begin{cases} h_n = 28.05\text{m} \\ C_T = 0,05. \end{cases}$$

Donc : $T = 0,050 \cdot (28.05)^{3/4} = 0,609 \text{ sec}$

$$0 \leq T \leq 3.$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,9354 \left(\frac{0,5}{0,609} \right)^{2/3} = 2.05$$

Donc :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \cdot 2,05 \cdot 1,20}{5} \times 4399.73 = 216.46\text{t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_i » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

6.2. Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 220.41 > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 216.46 = 173.17\text{t} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

V.6.3. Sens transversal :

$$V_{dy} = 197.11 > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 216.46 = 173.17\text{t} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.7. Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau.V.2.les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).

Sens longitudinal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
9	0.00138	0.0069	/
8	0.00132	0.0066	0.0003
7	0.00121	0.00605	0.00055
6	0.00106	0.0053	0.00075
5	0.00091	0.00455	0.00075
4	0.00072	0.0036	0.00095
3	0.00051	0.00255	0.00105
2	0.00031	0.00155	0.001
1	0.00014	0.0007	0.00085

Tableau.V.3.les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).

Sens transversal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
09	0.0007	0.0035	/
08	0.00066	0.0033	0.0002
07	0.0006	0.003	0.0003
06	0.00052	0.0026	0.0004
05	0.00044	0.0022	0.0004
04	0.00034	0.0017	0.0005
03	0.00023	0.00115	0.00055
02	0.00014	0.0007	0.00045
01	0.00006	0.0003	0.0004

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e=0,2805$; donc la condition est vérifiée.

Ferrailage des portiques:

1. Ferrailage des poutres :

2) 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 : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

3) 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 VI.1. Moments max des Poutres principales

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (T.m)
		M1	M2		
06^{eme} à TERRASSE	Appuis	5.803	6.90	1.189	6.90
	Travées	5.337	4.269	0,799	5.337
03^{eme} à 05^{me}	Appuis	6.928	9.874	1,425	9.874
	Travées	4.35	6.311	1,450	6.311
RDC et 01^{er}02^{eme}	Appuis	6.558	9.573	1,459	9.573
	Travées	4.501	9.00	1.999	9.00

Tableau VI.2. Moments max des Chaînages

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (T.m)
		M1	M2		
06^{eme} à TERRASSE	Appuis	2.724	5.628	2.066	5.628
	Travées	2.569	4.628	1.80	4.628
03^{eme} à 05^{me}	Appuis	2.097	4.858	2.31	4.858
	Travées	1.516	3.359	2.21	3.359
RDC et 01^{er}02^{eme}	Appuis	5.386	5.848	1.08	5.386
	Travées	4.302	4.51	1.04	4.302

VI.4 : Exemple de calcul (RDC + 1^{er} 2em) :

1.1.1.Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 4.501 \text{ TN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 9.00 \text{ TN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,999 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp2)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=36\text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=18,48\text{Mpa}$
- $\sigma_s=400\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9.00 \cdot 10^4}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,125 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,980$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.00 \cdot 10^4}{0,980 \cdot 36 \cdot 400} = 6.37 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 6.558 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 9.573 \text{ T.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,459 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9.536 \cdot 10^4}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,173 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,945$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.536 \cdot 10^4}{0,945 \cdot 36 \cdot 348} = 8,05 \text{ cm}^2$$

1.1.2. Chaînages intermédiaires (30x35) cm² :

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 4.302 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 4.51 \text{ T.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,04 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.

- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 31,5$ cm
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17$ Mpa
- $\sigma_s = 348$ Mpa

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.302 \cdot 10^4}{35 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,087 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9635$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.302 \cdot 10^4}{0,9635 \cdot 31,5 \cdot 348} = 4,07 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 5.386 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 5.848 \text{ T.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,08 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 35$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 31,5$ cm
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17$ Mpa
- $\sigma_s = 348$ Mpa

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.386 \cdot 10^4}{35 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,109 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,954$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.386 \cdot 10^4}{0,954 \cdot 31,5 \cdot 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI.3. Récapitulation du ferrailage des poutres principales :

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse 06 ^{ème} à	Appuis	6.90	5.92	6	3T14 fil + 3T12 chap	6.98
	Travées	5.337	4.50		3T14 fil + 3T12 chap	6.98
03 ^{ème} à 05 ^{ème}	Appuis	9.874	8.79	6	3T14 fil + 3T14chap	9.24
	Travées	6.311	5.38		3T14 fil + 3T14 chap	9.24
RDC et 01 ^{er} 02 ^{ème}	Appuis	9.573	8.05	6	3T14 fil + 3T14 chap	9.24
	Travées	9.00	6.73		3T14 fil + 3T14 chap	9.24

Tableau .VI.4. Récapitulation du ferrailage des chaînages:

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse 06 ^{ème} à	Appuis	5.628	5.45	5.25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
	Travées	4.628	4.41		3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
03 ^{ème} à 05 ^{ème}	Appuis	4.858	4.65	5.25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
	Travées	3.359	3.15		3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
RDC et 01 ^{er} 02 ^{ème}	Appuis	5.386	5.15	5.25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
	Travées	4.302	4.07		3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78

VI.5 : Vérifications:

VI.1 Poutres principales (30x40) cm² :

a)Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min}$condition vérifiée.

b)Vérification de la contrainte de cisaillement :

{ Contrainte tangente : $\tau_u = T/(bx d) = 10,09 \times 100 / (30 \times 36) = 0,93 \text{ Mpa}$

{ Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

c) Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,93 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,049 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,46 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,46 \times b}{f_e} = \frac{0,46 \times 30}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,059 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} 4\phi \ 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

1.2.4. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 \quad f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

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 : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,17 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,9 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,11 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 4,742 \text{ T.m}$$

$$A_u = 9,24 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b y^2 / 2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15 y^2 + 120,15 y - 4325,4 = 0 \Rightarrow y = 13,44 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = b y^3 / 3 + n \cdot A (d - y)^2 = 57226,32 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{4.742 \times 10^4}{57226,32} \times 13,44 = 11.136 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 11.136 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

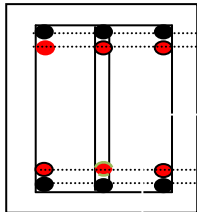
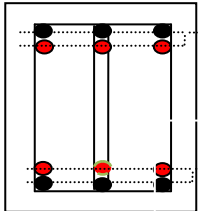
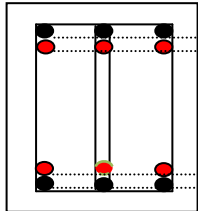
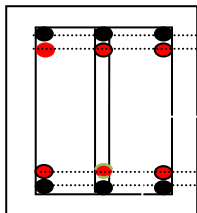
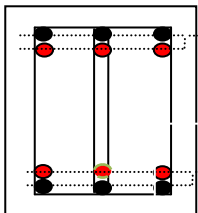
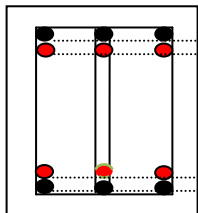
$M_{tsmax} = 5.03 \text{ t.m}$ (à l'ELS)

$A_s = 3.28 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0897 > 0,0625 \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0897 > 0,080 \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0031 < 0,0105 \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes :

Poutre principale(30x40) cm²		
<u>Poutres intermédiaires</u>		
Niveau (RDC et 1/2)	Niveaux (3...5)	Niveau 6EME/ Terrasse
 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14 fil+ 3T14 chap</p>	 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14 fil+ 3T14 chap</p>	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T14 fil+ 3T12 chap</p>
<u>Poutres de rive</u>		
Niveau (RDC et 1/2)	Niveaux (3...5)	Niveau 6EME/ Terrasse
 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14 fil+ 3T14 chap</p>	 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14 fil+ 3T14 chap</p>	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T14 fil+ 3T12 chap</p>

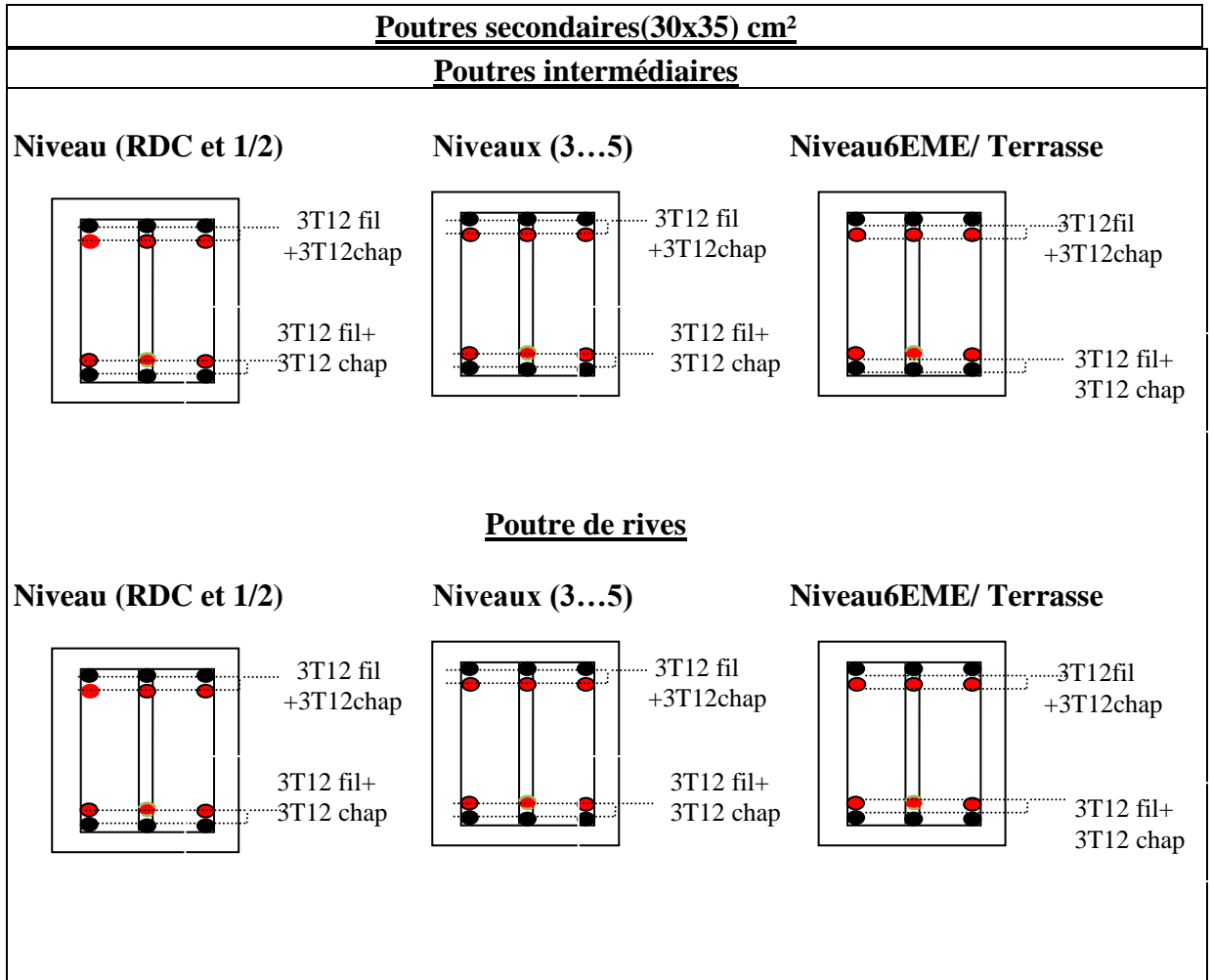


Fig.VI.1.Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VI.6 : Ferrailage des poteaux :

VI.7 : 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 :

$$\begin{array}{l}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q \dots\dots\dots (N_{\text{max}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\
 - 2^{\text{ème}} \text{Genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{\text{min}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \\ G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (M_{\text{max}} ; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$
 $\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour situation courante $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$
 $\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

VI.8 : 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 **0,7%** (zone I)

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 I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Poteaux	A_{min}=0,7 %Xs	A_{max1}=4%xS	A_{max2}=6%xS
(45x45) cm ²	14,17	81,00	121,50
(40x40) cm ²	11,2	64,00	96,00
(35x35) cm ²	8,57	49,00	73,50

VI.9 : Exemple de calcul :

2.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.5. Sollicitations du premier genre.

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}	185.13	121.89	61.09
	M_{cor}	1.17	0.43	0.422
B	N_{min}	2.18	18.52	4.51
	M_{cor}	0.234	1.134	1.551
C	M_{max}	3.72	3.896	4.087
	N_{cor}	73.95	36.83	14.10

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.6. Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 2 (45x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	148.83	96.45	46.62
	M_{cor}	8.38	7.001	4.831
B	N_{min}	12.59	4.25	1.36
	M_{cor}	1.676	1.919	1.061
C	M_{max}	14.77	9.966	6.658
	N_{cor}	3.51	44.48	26.24

2.1.2 Calcul d'un poteau :

Poteaux RDC (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$N_{max}=185.13 \text{ T} ; M_{cor} = 1.17\text{T.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0063 \text{ m} = 0.63\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 185.13 (0,405 - 0,45/2 + 0,0063) = 32.15 \text{ T.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 185.13T < 232,42T \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ M_u = 32.15 T.m < 41.44T.m \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas n\u00e9cessaires ($A_1=0$) .

Combinaison de 2^{eme} genre (0,8G±E):

$$N_{min}=148.83 T \quad ; \quad M_{cor} = 8.38 T.m$$

D\u00e9termination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,056 m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 18.45T.m$$

V\u00e9rification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 148.83 T < 303,12T \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ M_u = 18.45T.m < 26.78T.m \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas n\u00e9cessaires ($A_2=0$) .

Calcul du ferrailage:

Le calcul de la section d'armature ce fait \u00e0 la flexion simple avec :

$$M_u = 32.15 T.m$$

$$F_{bc} = 18,48 Mpa$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 Mpa$$

$$b = 45 cm$$

$$d = 40,5 cm$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc}.d^2.b} = 0,0460 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,892$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{32.15.10^4}{0,892.40,5.400} = 22.24 cm^2$$

Section adopt\u00e9e :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calcul\u00e9es et la section minimale exig\u00e9e par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{adopt\u00e9} = \max (A_1, A_2, A_{min(RPA)})$$

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{\min(R.P.A)} = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\min(R.P.A)}) = \max (0,00; 0,00 ; 14,17) = \mathbf{14,17 \text{ cm}^2}$$

On adopte **8T16=16.09 cm²**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 4.22 \text{ T}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 4.22 \times 10^2 / (45 \times 40,5) = 0,23 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

-h₁ : 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 λ_g ≥ 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 :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

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.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,45 = 5,04$$

$$\lambda_g = 5,04 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 2,5 \times 37,3}{45 \cdot 235} = 0,09 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,04 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{45 \times 15} = 2,38 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{45 \times 10} = 3,57 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

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 VI.7.Ferrailage des poteaux :

Niveaux	Combis	1 ^{ier} genre				2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{sl} (cm ²)		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	185.13	1.17	00	00	148.83	8.38	00	14,17	8T16 =16.09
	B	2.18	0.234			12.59	1.676			
	C	73.95	3.72			3.51	14.77			
Type 3 (40 x 40 cm ²)	A	121.89	0.43			11,20	6T14+2T16=13.26		96.45	7.001
	B	18.52	1.134						4.25	1.919
	C	36.83	3.896						44.48	9.966
Type 4 (35 x 35 cm ²)	A	61.09	0.422			8,58	8T14=12.32		46.62	4.831
	B	4.51	1.551						1.36	1.061
	C	14.10	4.087						26.24	6.658

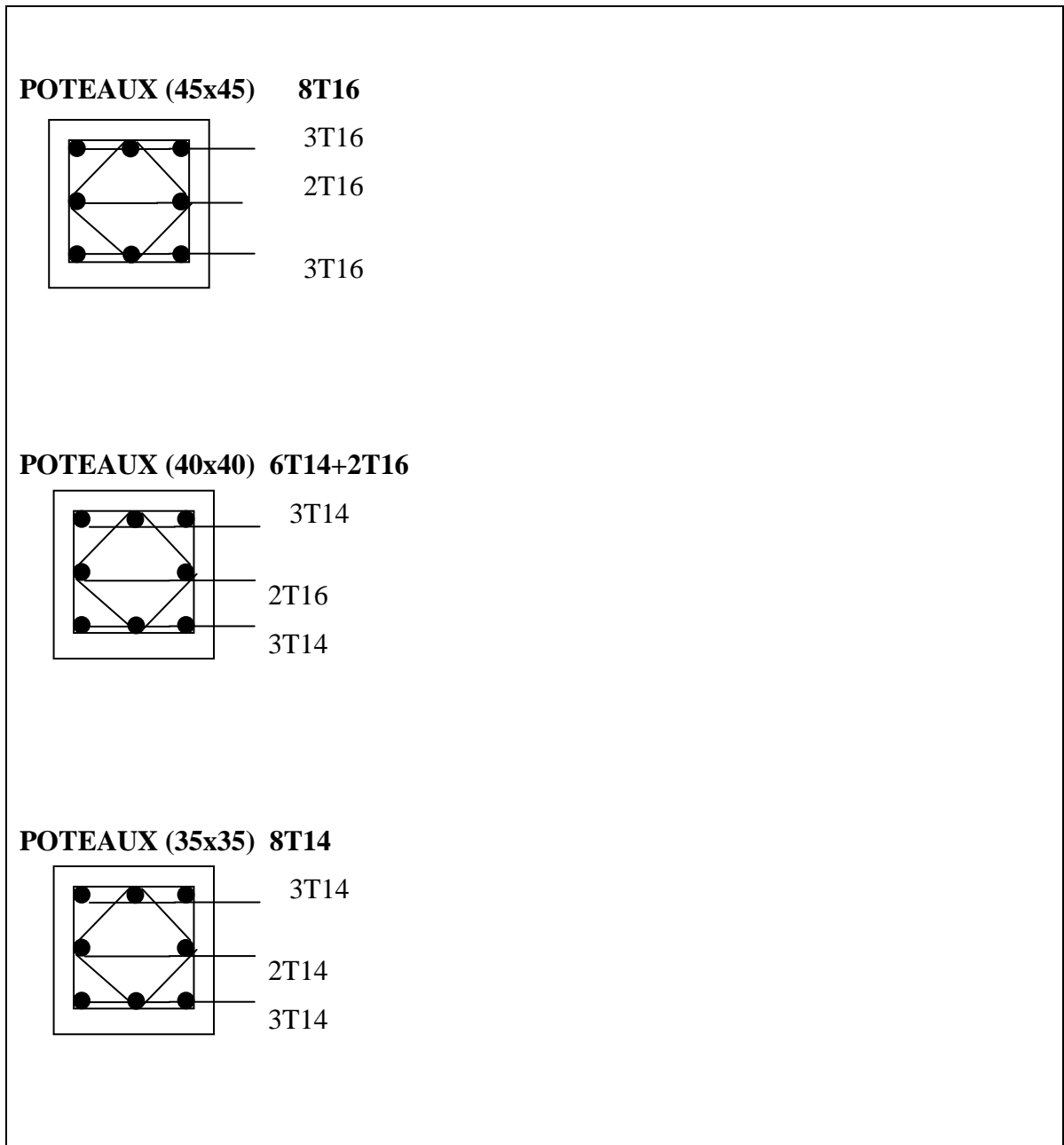


Fig. VI.2. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

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 :

$$e = h_e / 25 = 357 / 25 = 14.28 \text{ cm}, \text{ L'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm}.$$

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.2Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

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 ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité
du voile et la fibre la plus éloignée ;

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15aL$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

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'extérieure.

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 inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

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 Ferrailage des voiles :

$$A = 0.6025\text{m}^2$$

$$I = 0.85\text{m}^4$$

$$V = 1.225\text{m}$$

0,8G + EY :

$$N = 119.26 \text{ t}$$

$$M = 54.175 \text{ t.m}$$

$$Vu = 21.05 \text{ t}$$

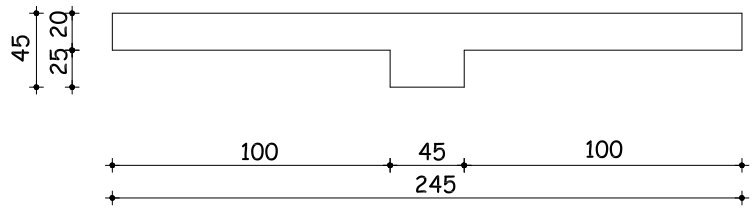


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.

A) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{119.26}{0.6025} + \frac{54.175 \times 1.225}{0.85} = 276.01 \text{ t} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{119.26}{0.6025} - \frac{54.175 \times 1.225}{0.85} = -119.86 \text{ t} \end{cases}$$

On est dans le 3ème 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) Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{119.86}{119.86 + 275.01} \times 2.45 = 0.74\text{m}$$

c) Force de traction :

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 119.86 \times \frac{0,25}{2} \times 1,65 = 110.87\text{t}$$

d) Armature longitudinales :

$$A_x = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{110.87}{40000} = 0,002771 \text{ m}^2 = 27.72 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{A_x \times A}{A'} = \frac{27.72 \times 0.6025}{0,25 \times 0.74} = 90.27 \text{ cm}^2$$

e) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 21.05}{40000} = 0,000736 \text{ m}^2 = 7.36 \text{ cm}^2$$

f) Armatures totale :

$$A_v = A_l + A_{vj} = 97.63 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- Poteau : 08T16 (16.09 cm²) ;
- Voile : 2 x 24T16 (96.54 cm²) ;

Soit : 16.09+96.54=112.63 cm²

VII.5 Vérification :

VII.5.1 Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

D'après le RPA 99/2003, on calcul pour une bande de 1 m et on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_v = 97.63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{50 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{37,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 15 cm

c) Vérification des contrainte de cisaillement :

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{210.5 \times 10}{25 \times 0,9 \times 375} = 0,249 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,249 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- **RPA 99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 210.5 \times 10}{25 \times 0,9 \times 375} = 0,349 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) Vérification des contrainte :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{478.7 \times 10}{(25 \times 375) + (15 \times 97.63)} = 0,441 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

VII.6. Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigue.
- 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 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$On a : \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 330 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

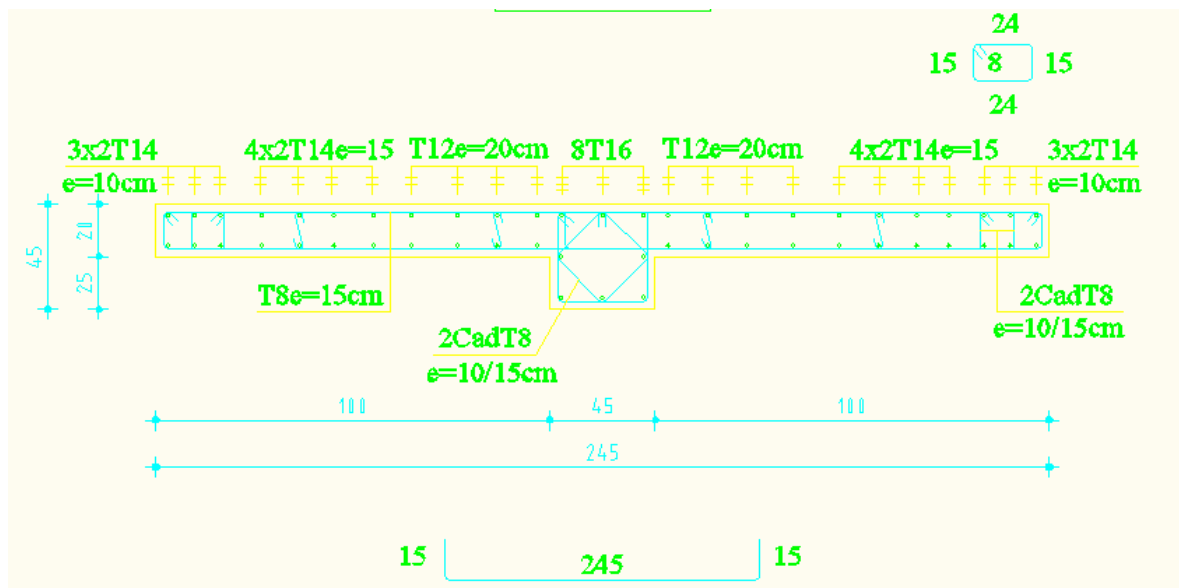


Figure .VII.2. Disposition de Ferrailage dans les voiles

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 : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;
- 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.

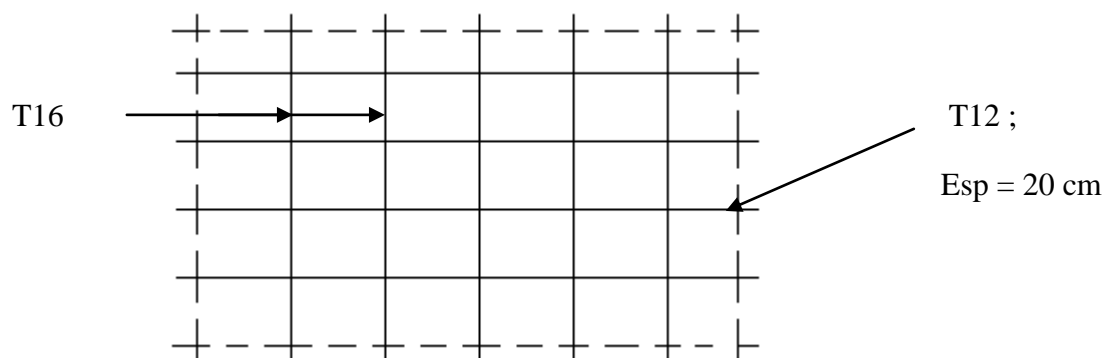


Figure VII .3. La disposition du ferrailage du voile.

VIII : Calcul des fondations :

VIII.1 : Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,5 bar à un ancrage de 3,00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure,ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VIII.2 : Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

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.2.1.Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 3239.21 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 517.34 \text{ t.}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U} : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 4372.93 + 776.01 = 5148.94 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 3756.55 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 3756.55 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 3756.55/25 = 150.26 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 669.18 \text{ m}^2$.

VIII.2.2.Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande } 1 \text{ m} ; L = 4,45 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 5148.94/669.18 = 7.69 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 7.69.1 \text{ ml} = 7.69 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 7.69.4,45 / 2 = 17.12 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{17.12 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,13 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 445 \text{ cm}$$

$$17.8 \leq d \leq 22.25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 22,25 + 5 = 27,25 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 30 \text{ cm}$$

VII.2.3.Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 49.44 \text{ cm} \leq h \leq 74.16 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } d=72 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm.}$$

VII.2.4.Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 475,85 + 0,8 \times 0,45 \times 234,4] = 627,33 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 627,33 + 4241,73 = 4869,06 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4869,06}{475,85} = 10,23 \text{ t/m}^2 < 18 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

$$\text{Avec: } I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,8)^3 / 12 = 0,019 \text{ cm}^4.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b=0,35 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500 \text{ t/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,019}{500 \times 0,35}} = 6,11 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,55 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,60 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.2.5.Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 13,11 - 0,875 = 12,24 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 12,24 \text{ t/m}^2.$$

VIII.3.Ferrailage du radier :

VIII.3.1.Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

Si $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = L_x / L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1) Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 4.15 / 4.40 = 0.94 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

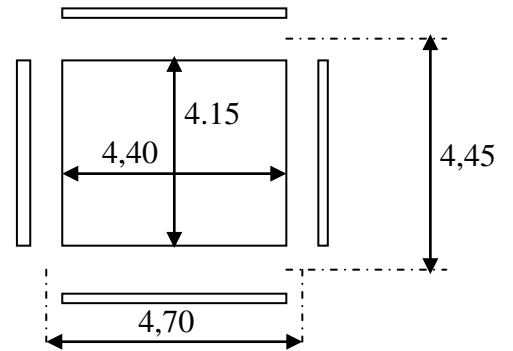
$$\alpha = 0.90 \Rightarrow \mu_x = 0.0456; \mu_y = 0.7834$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0456 \times 12.24 \times (4.15)^2 = 9.61 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.7834 \times 9.61 = 7.53 \text{ t.m}$$



En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 9.61 = 8.1685 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.1685 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14.17} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.202 \left(1 - \sqrt{1 - 2.055 \mu} \right) = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.416 \alpha) = 29.18 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{8.1685 \cdot 10^4}{29.18 \times 348} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

On adopte **9T12 / ml** , **A = 10,18 cm²/ml** , **S_t = 12cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0.85 \times 7.53 = 6.40 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.041; \alpha = 0.051; z = 29.35 \text{ cm}$$

$$A = 6.21 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **6T12 / ml** , **A = 6,79 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.4 M_{0x} = 0.4 \times 9.61 = 3.84 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.025; \alpha = 0.0301; z = 29.61 \text{ cm}$$

$$A = 3.72 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T10 / ml** , **A = 4,71 cm²/ml** , **S_t = 20cm** les deux sens

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.4 : Ferrailage des poutres de libages :

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 et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens Longitudinal (x) :

$L_{\max} = 4,40 \text{ m}$

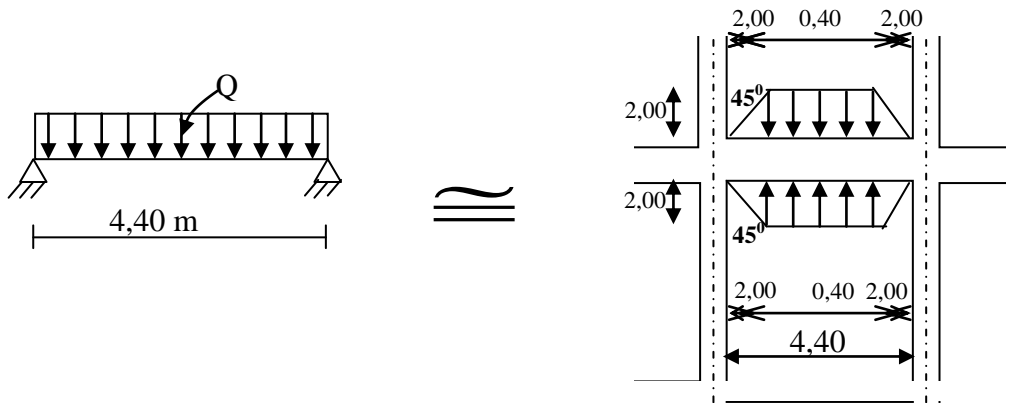


Figure VIII.1. Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4.15\text{m}$

$Ly_1 = 4,40\text{m}$

$Lx_2 = 4.15\text{m}$

$Q = 12,24 \text{ t/m}^2$

Donc :
$$Q' = \frac{12,24}{2} \left[\left(1 - \frac{4.15^2}{3 \times 4,40^2} \right) .4.15 + \left(1 - \frac{4.15^2}{3 \times 4,40^2} \right) .4.15 \right] = 35.73 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{35.73 \times 4,40^2}{8} = 86.46 \text{ t.m}$$

a.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 86,46 = 73,49 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{73,49 \cdot 10^4}{45 \cdot (63)^2 \cdot 14,17} = 0,290 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,256$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 64,33 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{73,49 \cdot 10^4}{64,33 \cdot 348} = 32,82 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 ; A = 37,71 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 86,46 = 43,23 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,170 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,14, \quad z = 67,71 \text{ cm}^2, \quad A_s = 18,36 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,12 cm².**

Appuis de rive:

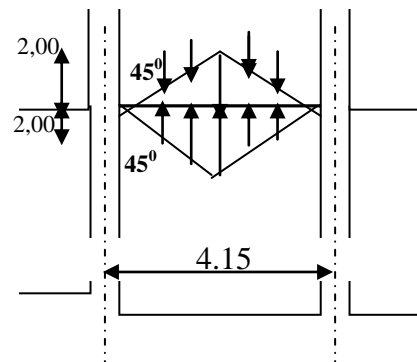
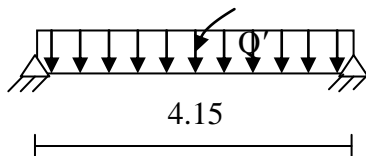
$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 86,46 = 17,29 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,055; \quad z = 70,35; \quad A_s = 7,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) A = 8,04 cm².**

b) Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 4,15 \text{ m.}$$



$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que $Q = 12,24 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,15$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 12,24 \cdot 4,15 = 33,86 \text{ t/m}$$

$$M_o = Q' L^2 / 8 = 33,86 \cdot (4,15)^2 / 8 = 72,80 \text{ t.m}$$

b.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 72,80 = 61,88 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{61,88 \cdot 10^4}{45 \cdot (63)^2 \cdot 14,17} = 0,224 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,185$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 66,47 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{61,88 \cdot 10^4}{66,47 \cdot 348} = 26,75 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 3\text{T}20 ; A = 28,26 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3\text{T}20 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \cdot 72,80 = 36,40 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,081 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \alpha = 0,105, \quad z = 68,85 \text{ cm}^2, \quad A_s = 15,19 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil + (4T16) chap ; A = 16,08 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 72,80 = 14,56 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,100 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \alpha = 0,032 ; z = 71,02 ; A_s = 5,89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) ; A = 6,16 cm².**

VIII. 5 : Armature de peau :

Puisque $h > 60\text{cm}$ il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 2T12;
 $A = 2,26\text{cm}^2$.

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,86; 12; 45) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20,14,4) = 14,4\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,96 - 0,3 \times 2,1)15}{0,8 \times 3,14} = 88,67\text{MPa}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10 , $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,48; 0,4\text{MPa}) = 0,48\text{MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

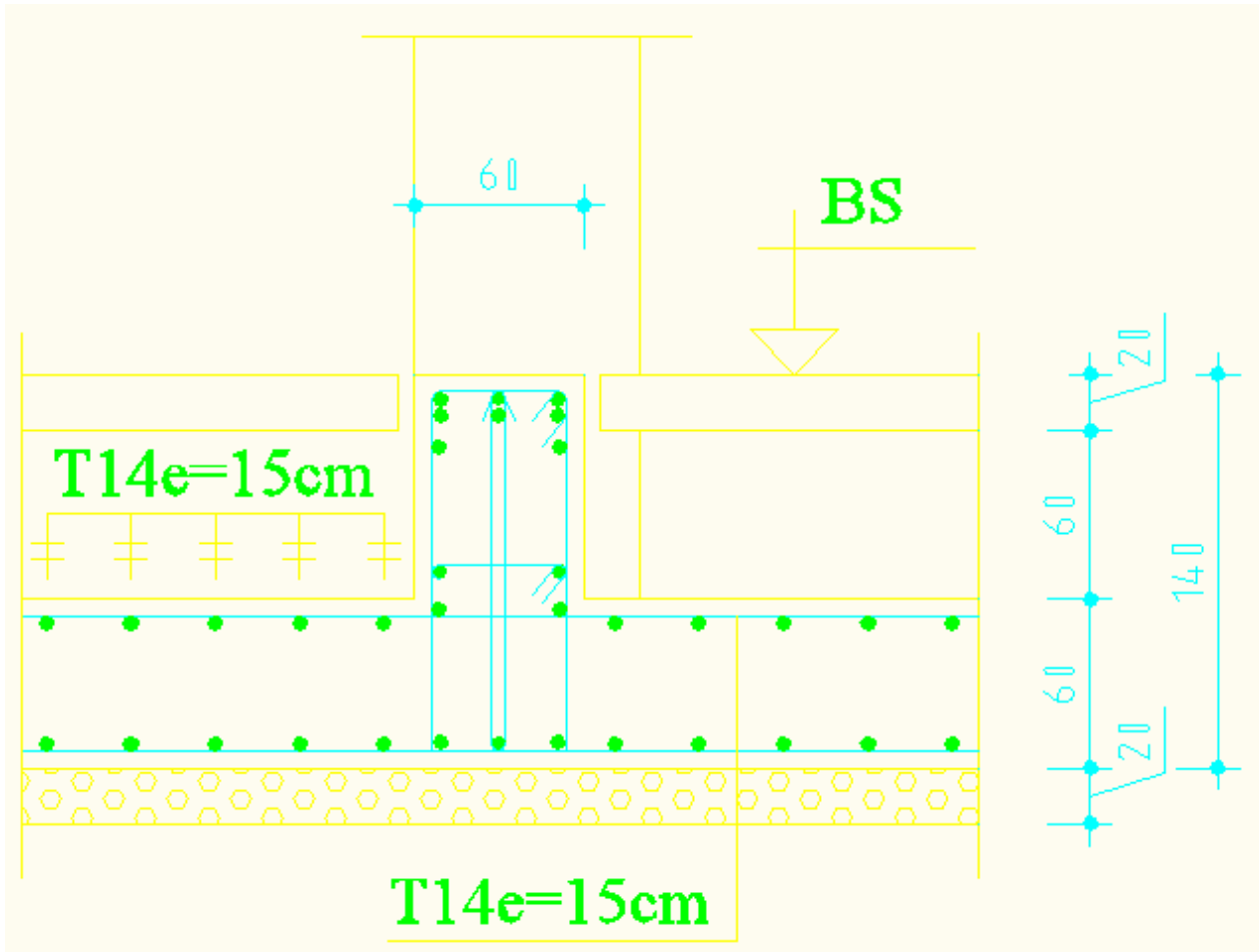


Figure .VII.2.Disposition Ferrailage de Fondation(Radier+Poutre de libarge)

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver une harmonie entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit, ceci d'une part.

Et d'autre part ce travail nous a permis d'acquérir énormément d'informations importantes sur les méthodes de calcul, l'étude des structures en béton armé, ainsi que l'utilisation des logiciels.

Ce travail nous a aidé aussi à avoir l'esprit d'analyse et de prendre des décisions concernant le choix d'un système de contreventement, est très important du point de vue comportement, résistance, architecture et cout de revient.

Bibliographie

LIVRES ET REGLEMENTS

- 1) *A.GUERRIN, R.C LAVEUR, ((traite de béton armé -Tome II))
Edition Dunod, 1979*
- 2) *D.T.U, ((Charges permanentes et sur charges d'exploitations))
O.P.U.1989.*
- 3) *DTR-B-C2-48 ((Règle parasismiques algériennes R.P.A.99
version 2003)), Ministère de l'habitation.*
- 4) *G. CIBOI, j.M Bouchet /
((Initiation au béton armé (règle B.A.E.L.83)) Edition Eyrolles1988*
- 5) *J.PERCHAT, J.Roux ((Cours avec exercices corrigés pratiques
du B.A.E.L.91)) Eyrolles, Décembre 1992.*
- 6) *J.PERCHAT, j.Roux ((MAITRISE DU B.A.E.L 91et de D.T.U
Associés)) Eyrolles JUILIET 1992.*
- 7) *M.BELAZOUGUI,((Calcul des ouvrages en béton armé)),
O.P.U1986.*
- 8) *Mémoire de fin d'études Tiaret (promotion 2004/2005).*
- 9) *Mémoire de fin d'études ENTP (promotion 2005/2006).*

LOGICIELS

- 1) Logiciel d'analyse des structures **ETABS 9.6.0**
- 2) EXCEL 2010
- 3) WORD 2010
- 4) AUTO CAD 2010