

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées

Département de Génie Civil

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

FLIZI MOSTAPHA

KOHLI YUCEF

Sujet du mémoire

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

Soutenu publiquement en juin 2024 devant le jury composé de :

Mr. KLOUCHE D. B
Mr. MIMOUNI M.
Mr. ABADA G.
Mr. BENYAMINA A.

Président
Encadreur
Examineur
Examineur

PROMOTION : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux De nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

A notre encadreur **Mr. MIMOUNI M** pour son accompagnement et ses précieux conseils tout au long de ce parcours .votre expertise, votre disponibilité de votre motivation .vos suggestions pertinentes et vos critiques constructives ont été d'une aide inestimable pour améliorer la qualité de notre mémoire.

Nous tenons à remercier chaleureusement **l'ensemble des membres du jury** pour avoir accepté de consacrer du temps à évaluer notre travail.

Nous adressons nos remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation durant ce parcours universitaire.

Enfin, nous voudrions remercier nos familles , nos amies et nos proches, qui nous soutenue et encouragés tout au long de cette aventure.

Votre soutien inconditionnel, vos encouragement et votre compréhension Ont été essentiels pour nous permettre de persévère dans nos efforts et d'atteindre Nos objectifs.

Merci à tous et à toutes.

Mostapha

Youcef

Résumé

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus six étages. Le bâtiment sera implanté à Oran, zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le **RPA99 version 2003**. L'étude est effectuée en utilisant les règlements de calcul (B.A.E.L91 modifié 99 et RPA99/version 2003) ainsi que le logiciel de calcul ETABS (v9.6). Elle commence par une présentation complète du projet, prédimensionnement des éléments principaux et secondaires. Ensuite, calcul des différents éléments secondaires. La deuxième partie du travail concerne l'étude sismique de la structure, le ferrailage des portiques et des voiles. Enfin, la dernière partie du travail porte sur l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, BAEL91 / modifié 99, RPA99 / version 2003, Etabs.

Abstract

This project presents a technical study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus six floors, the building will be located in Oran, This region is classified as a zone of medium seismicity (Zone IIa) according to the RPA99 version 2003. Using the calculation regulations (B.A.E.L91 modified 99 and RPA99/version 2003) as well as the ETABS calculation software (v9.6), this study begins with the complete presentation of the project, Then, the pre-sizing of the main elements and secondary. After the seismic study of the structure, the rest of the work concerns the study of the porticos and the sails.

Finally, the last part of the work concerns the study of the infrastructure.

Keywords: Building, Reinforced concrete, BAEL91 / modified 99, RPA99 / version 2003.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى خرساني مسلح يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق، يقع المبنى في مدينة لوائح الحساب. RPA99 2003 حسب نسخة (Zone IIa) وهران، وهذه المنطقة مصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة الإصدار 9.6)، تبدأ (ETABS الإصدار 2003) بالإضافة إلى برنامج الحساب RPA99 و (B.A.E.L91 modified 99) هذه الدراسة بالعرض الكامل للمشروع، ثم التحجيم المسبق للعناصر الرئيسية والثانوية. بعد الدراسة الزلزالية للهيكل، يتعلق باقي العمل بدراسة الأروقة والأشعة

وأخيراً، الجزء الأخير من العمل يتعلق بدراسة البنية التحتية

الكلمات المفتاحية: بناية، خرسانة مسلحة، 99 تعديل / BAEL91، 2003 نسخة / RPA99

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_0	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_0	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 compr à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{t28}	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
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
Π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale

Sommaire

Introduction

CHAPITRE I : Présentation du projet

1) Présentation de l'ouvrage	02
2) Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)	02
3) Données du site	03
4) Ossature et système constructif adopté	03
5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
6) Les principaux avantages du béton armé	06
7) Indication générale sur les règles de BAEL	07

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1) Introduction	14
2) Pré-dimensionnement du plancher	14
3) Descente des charges	14
4) Pré-dimensionnement des poutres	18
5) Pré-dimensionnement des poteaux	19
6) Calcul de l'effort normal (Nu) sollicitant les poteaux	20
7) Pré dimensionnement des voiles	22
8) Tableau récapitulatif	22

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

1) Introduction	24
2) Dimensionnement des poutrelles	24
3) Méthode de calcul des poutrelles	25
4) Étude des poutrelles	30
5) Calcul du ferrailage poutrelles (à l'ELU)	43
6) Calcul du ferrailage de la dalle de compression	57

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

1) Acrotère	60
2) Balcon	64
3) Escaliers	69

4) Ascenseur 76

CHAPITRE V : Etude sismique

1) Généralités 85

2) Causes du séisme 85

3) Introduction 85

4) Méthodes de calcul 85

5) Etapes de modélisation 88

6) Interprétation des résultats 91

CHAPITRE VI : Ferrailage des portiques

1) Ferrailage des poutres 100

2) Ferrailage des poteaux 107

CHAPITRE VII : Ferrailage des voiles

1) Introduction 114

2) Le système de contreventement 114

3) Le principe de calcul 114

4) Ferrailage des voiles 117

5) Vérification à l'ELS 118

6) Disposition des armatures 120

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

1) Introduction 123

2) Choix du type de fondations 123

3) Ferrailage du radier 126

4) Ferrailage des poutres de libage 129

5) Les vérifications 130

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Figure I. 1 : Vue en plan de RDC	02
Figure I. 2 : Vue en plan d'étage courant	03
Figure I.3: Diagramme des déformations limites de la section.- Règles des trois pivots	08
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS	10
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier é l'ELU	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible	15
Figure II.3: Plancher étage courant	16
Figure II.4 : remplissage extérieur	17
Figure II.5 : Surface afférente du poteau	19

Chapitre III : Calcul des planchers

Figure III1: schéma d'un plancher à corps creux	24
Figure III2: Schéma explicatif	26
Figure III3 : Schéma explicatif	26
Figure III4 : Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)	28
Figure III5 : Longueurs réelles et longueurs fictives (travée intermédiaire et de rive)	28
Figure III6 : Notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre T	45
Figure III7: Dessin de ferrailage des poutrelles	58
Figure III8: Ferrailage de la dalle de compression	58

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure.IV.1.1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère	60
Figure.IV.1.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère	64
Figure IV.2.1 : Schéma statique du balcon	65
Figure IV.2.2 : Schéma statique du balcon	66
Figure IV.2. 3 : Ferrailage du balcon	69
Figure IV.3.1 : Schéma d'un escalier	70
Figure IV.3.2 : Schéma d'un escalier	70
Figure IV.3.3 : Schéma descriptif 1	73

Figure IV.3.4 : Schéma descriptif 2	75
Figure IV.3.5 : Schéma d'un d'escalier	81
Figure IV.3.6 : Ferrailage escalier	83

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1 : Modélisation de la structure en «3D »	86
Figure V.2 : La disposition des voiles	89
Figure V.3 : Le spectre de réponse	90

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Figure.VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	106
Figure VI.2 : Zone nodal	111
Figure VI. 3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux	112

Chapitre VII : ferrailage des voiles

Figure VII.1 : Schéma du Type de voiles	117
Figure.VIII.2 : Schéma de ferrailage des voiles	121

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier	123
Figure. VIII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable	127
Figure. VIII.3 : Schéma du voile périphérique	131
Figure. VIII.4 : Schéma de ferrailage de radier	132
Figure. VIII.5 : Schéma de Ferrailage des poutres de libages	133
Figure. VIII.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	133

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du Projet

Tableau I.1 Les déformations limitent du pivot	08
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse	15
Tableau II.2 : Les charges permanentes du plancher terrasse	16
Tableau II.3 : Les charges permanentes du plancher terrasse	16
Tableau II.4 : Dégression des surcharges	18
Tableau II.5 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	22

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant	42
---	----

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher terrasse	43
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
Tableau IV.3.2 : Evaluation des charges et des surcharges Palier	72
Tableau IV.3.3 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse	73
Chapitre V : Etude sismique	
Tableau V.1 : les résultats de l'analyse	89
Tableau V.2 : Déplacements relatifs aux différents niveaux sens longitudinal et transversal	96
Tableau V.3 : l'effet P- Δ -les deux sens	97
Tableau V.4 : Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion de chaque étage	97
Tableau V.5 : l'excentricité théorique et accidentelle	98
Chapitre VI : Ferrailage des portiques	
Tableau VI. 1 :Récapitulation du ferrailage des poutres (principales + secondaires)	103
Tableau VI. 2 :Récapitulation du ferrailage des poutres (principales + secondaires)	105
Tableau VI. 3 :Sollicitations du premier genre	108
Tableau VI. 4 : Sollicitations du deuxième genre	108
Tableau VI. 5 : Ferrailage des poteaux	111
Chapitre VII : ferrailage des voiles	
Tableau VII.1 : les résultats de Calcul	117
Tableau VII.2 : les contraintes de voile	117
Tableau VII.3 : les résultats de ferrailage	118
Tableau VII.3 : les données de calculs	119

INTRODUCTION GENERALE

L'étude du béton armé dans le domaine de génie civil consiste à atteindre des connaissances des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa structure.

Il existe de nombreuses études de bâtiments anciennes et modernes, mais elles diffèrent en termes de rapidité d'exécution et de facilité de calcul.

Les différences les plus marquantes entre les études anciennes et modernes peuvent être résumées dans le point suivant :

Les anciennes études sont fatigantes et longues car manuelles et utilisant des méthodes simples, Les modernes études sont facile et rapide et utilisant des logiciels faciliter les calculs et le dessin.

L'objectif principal des ingénieurs civils est de créer des structures sûres, stables, économiques, durables, fonctionnelles et esthétiques répondant aux besoins de la société.

Notre mémoire intitulé « Etude d'un bâtiment (R+6) en béton armé à usage d'habitation situé à Oran » est constitué de huit chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, et le choix des matériaux à utiliser et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles).
- Le troisième chapitre consiste à l'étude des planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et au ferrailage des éléments secondaires (Escalier, acrotère, balcon).
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du projet avec le logiciel ETABS V9.6 Les résultats à déterminer concerne les informations dynamiques
- Le sixième chapitre portera sur le ferrailage des portiques
- Le septième chapitre portera sur le ferrailage des voiles
- Le huitième chapitre concerne la conception et le calcul d'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1.1 Présentation de l'ouvrage : Notre projet de fin d'études consiste à étudier et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé de 6 étages (R+6).

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

La structure est contreventée par un système de contreventement mixte voiles et portiques.

I.1.2 Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

- Largeur totale du bâtiment.....28,71 m
- Longueur totale du bâtiment.....27,55 m
- Hauteur totale du bâtiment..... 23,36 m
- Hauteur du R.D.C3,6 m
- Hauteur des étages courants.....3,06 m
- Hauteur de vide sanitaires..... 0,8 m

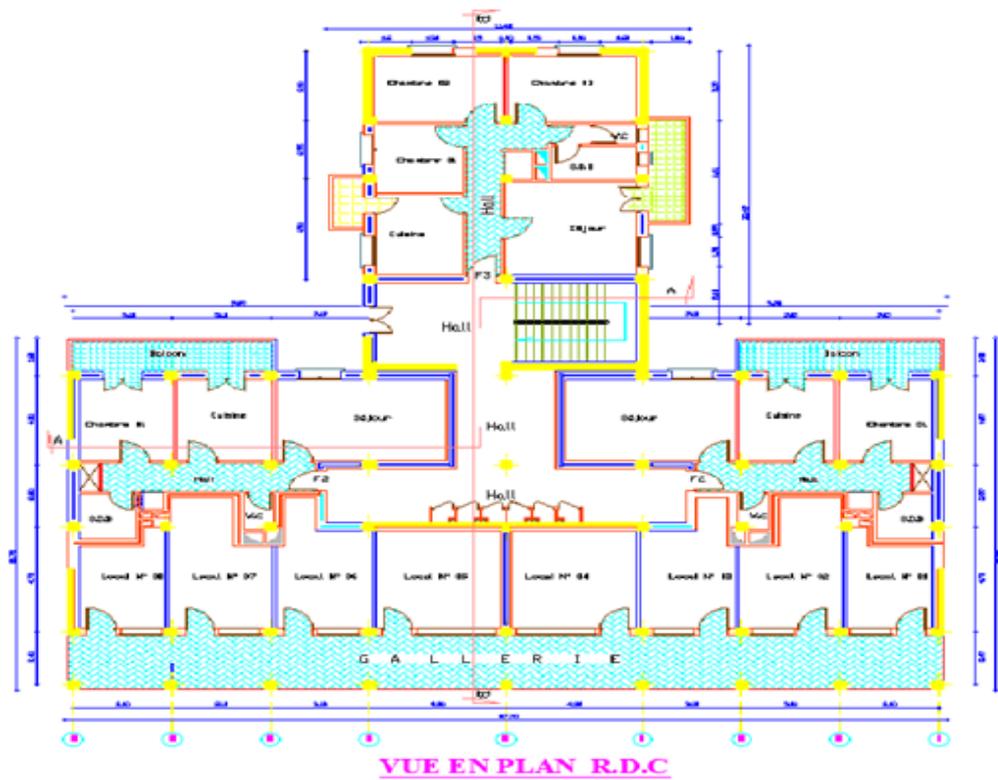


Figure I.1: Vue en plan de RDC



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

Remarque : On ajoute une cage d'ascenseur dans le milieu d'escalier

I.1.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 version 2003 comme :

- Zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site ferme (S3)
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars

Conception de la structure :

I.1.4 Ossature et système constructif adopté :

Ossature :

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

Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

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

Escaliers :

On a un seul type d'escalier à deux volées avec un palier utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 6ème 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.

La terrasse :

La terrasse est un espace extérieur situé souvent au niveau d'un étage supérieur d'un bâtiment ou d'une maison, qui est utilisé pour se détendre, prendre des repas, ou socialiser.

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

Cage d'escalier :

Une cage d'escalier est un espace clos dans un bâtiment qui permet d'accéder aux différents étages. Elle est généralement située près de l'entrée principale et peut être accessible depuis l'extérieur ou depuis l'intérieur du bâtiment. La cage d'escalier est souvent composée d'un escalier principal, d'un ou plusieurs paliers, et de portes donnant accès aux différents niveaux du bâtiment. La cage d'escalier est un élément important de la sécurité incendie dans un bâtiment, car elle permet aux personnes de quitter rapidement le bâtiment en cas d'urgence.

L'acrotère :

L'acrotère est un élément architectural qui se trouve souvent sur le pourtour des terrasses, et qui a pour fonction de retenir les éléments de couverture et de protéger les bords du toit des intempéries. Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées sur la terrasse.

Ascenseur :

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

Balcon :

Pour notre projet on a des balcons à dalle pleine.

I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1Béton :

Le béton est un matériau de construction composite composé d'un mélange de ciment et d'eau de gâchage, de granulats (tels que le sable, le gravier ou les cailloux) et d'adjuvants éventuels (tels que des plastifiants, des retardateurs de prise ou des accélérateurs de prise).

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

-La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325).
- 400 l de sable (dg ≤ 5 mm).
- 800 l de gravillon (dg ≤ 25 mm).
- 175 l d'eau de gâchage.

I.2.2 Ciment :

Le ciment est une poudre composée d'un mélange de matériaux tels que le calcaire, l'argile et le sable.

I.2.3 Sable :

Le sable est un matériau granulaire composé de petites particules de roche, de minéraux, de coquilles ou d'autres matériaux organiques. Il est généralement constitué de silice

I.2.4 Gravillon :

Le gravillon est un matériau granulaire constitué de petits cailloux dont la taille varie généralement entre 2 et 20 millimètres. Il est souvent utilisé dans la construction pour la fabrication de béton, d'asphalte et d'autres types de revêtements de surface tels que les allées et les chemins

I.2.5 Eau de gâchage :

L'eau de gâchage est de l'eau utilisée pour mélanger des matériaux de construction tels que le ciment, le béton, le mortier ou l'enduit. Elle est mélangée aux matériaux de construction secs pour former une pâte ou une solution qui peut être utilisée pour lier d'autres matériaux ensemble.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations:

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

I.3. Les principaux avantages du béton armé:

▪ **Economie:** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

▪ **Souplesse des formes:** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

▪ **Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton..

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies .En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique :

▪ béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$

▪ béton non armé $\gamma_B = 22 \text{ KN/m}^3$

Résistance mécanique :

▪ **Résistance caractéristique a la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression .Est désignée par f_{c28} (résistance en compression à 28 jours). Cette dernière est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées (16x32 cm²) la compression axiale à l'âge de 28 jours. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ [Art A.2.111 /BAEL91] , elle est évaluée par les formules suivantes :

$$\text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow F_{cJ} = \frac{j * f_{c28}}{4,76 + 0,83j}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow F_{cJ} = \frac{j * f_{c28}}{1,4 + 0,95j}$$

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours « j » est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ [Art A.2.1,12/BAEL 91]}$$

Pour notre projet on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ [Art A.2.111 /BAEL91].

I.4.Indication générale sur les règles du BAEL :

Définition de l'état limite :

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

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments

Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance de traction de béton est négligée
- Le raccourcissement du béton est limité à :
Compression simple $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$.
- Flexion $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- L'allongement de l'acier est limité à : 10‰
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

▪ Règles des trois pivots :

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

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

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire d'acier 10‰
B	1	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau I.1 : les déformations limitent du pivot

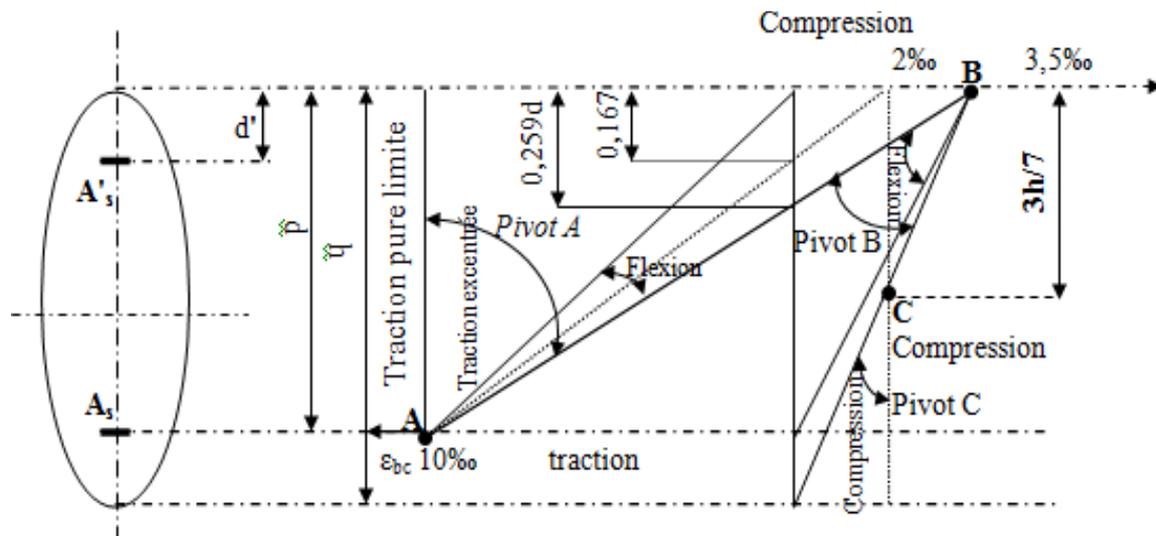


Figure I.3:Diagramme des déformations limites de la section - Règles des trois pivots -

Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections planes restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $\sigma = E_s / E_b = 15$ (Coefficient d'équivalence)

Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij}, f_{cj} \text{ en MPa .}$$

Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Module de déformation transversale :

▪ Coefficients de poisson :

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l) \text{ avec :}$$

$(\Delta d / d)$ déformation transversale $(\Delta l / l)$ déformation longitudinale.

-Le coefficient de poisson est égal à : $\nu = 0,20$ par la justification aux ELS (section non fissurée) et $\nu = 0$ dans le cas des ELU (béton fissuré).

Contraintes limites :

Contrainte limite de compression: (art A-5.121 BAEL 91) :

Est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Cas général

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Cas accidentel

Θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\Theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\Theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\Theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

Diagrammes contraintes-déformation du béton: [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraintes (ζ_{bc}) - déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

-A l'état limite ultime (ELU) :

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure

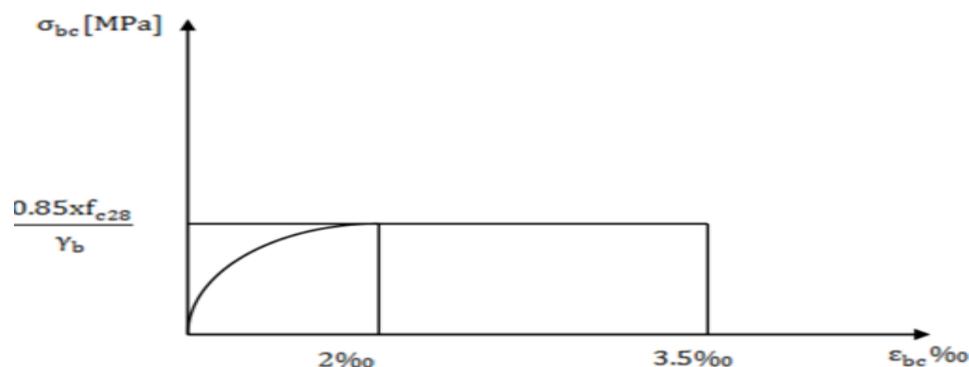


Figure I.4: Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton

A l'état limite de service :

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustré dans la figure

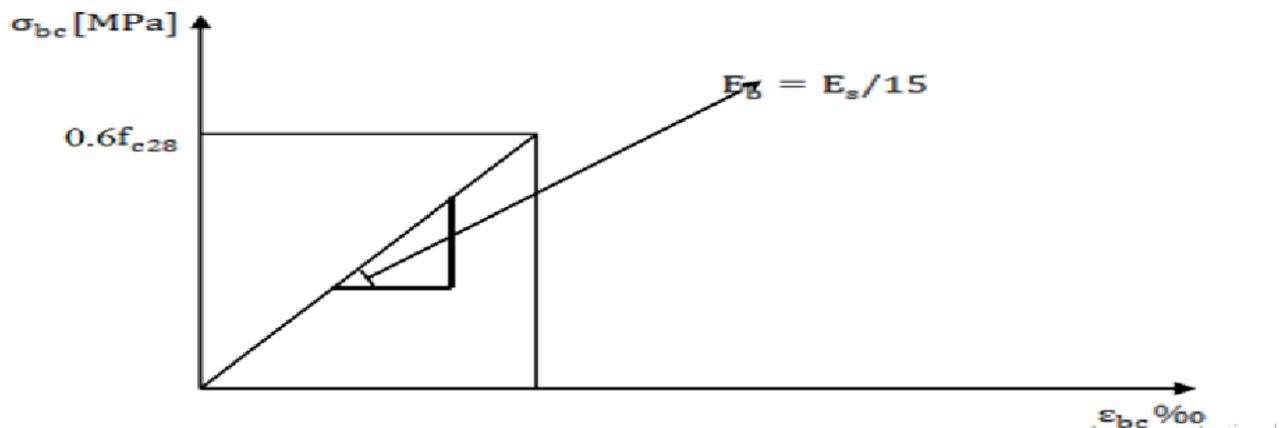


Figure I.5:Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ compression pure avec : ϵ_{bc} raccourcissement du béton. En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰. $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ compression avec flexion.

Acier:

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction et classé en trois catégories:

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées

Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité donné par la formule

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]} \text{ (module de Young)}$$

Contraint limite de l'acier :

• Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

Donné par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec :}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

1,15 Cas des situations durables

1,00 Cas des situations accidentelles

Fe: Contrainte limite élastique.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400

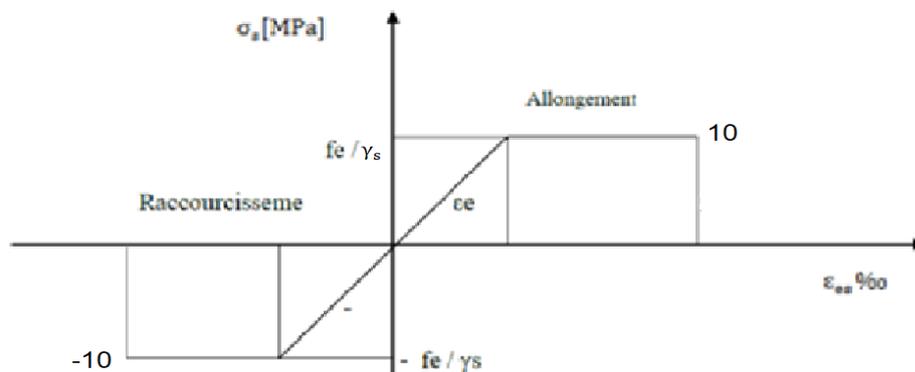


Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Contrainte limite de vérification à ELS:

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration non préjudiciable..... $\sigma_s \leq \sigma_s$ pas de limitation
- Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_{st} = (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable..... $\sigma_{st} = (0,5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

- f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.
- f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).
- η : Coefficient de fissuration

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

Coefficient de fissuration η :

- $\eta = 1$ → Pour rond lisse
- $\eta = 1,6$ → Pour haute adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm
- $\eta = 1,3$ → Pour haute adhérences avec $\Phi < 6$ mm

Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1,5$ pour les H.A (haute adhérence).

$\Psi_s = 1,0$ pour les R.L (ronds lisses).

Les sollicitations :

Chapitre II :
Pré-Dimensionnement
Des Eléments structuraux

II .1.Introduction :

Le pré dimensionnement : c'est " le pré calcul " des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux), il à pour objet assurer La stabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure soient prés dimensionnés de telle manière à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : concernant les charges et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé selon les règles « **B.A.E.L91**et **RPA99 version 2003** et le **DTR**».

II .2.Pré dimensionnement du plancher :

a. Plancher (Corps Creux) :

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

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

ht: Hauteur totale du plancher

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : portée maximale de la poutrelle entre nus

$$ht \geq \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 400 \text{ cm}$$

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

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

16 cm : épaisseur du corps creux.

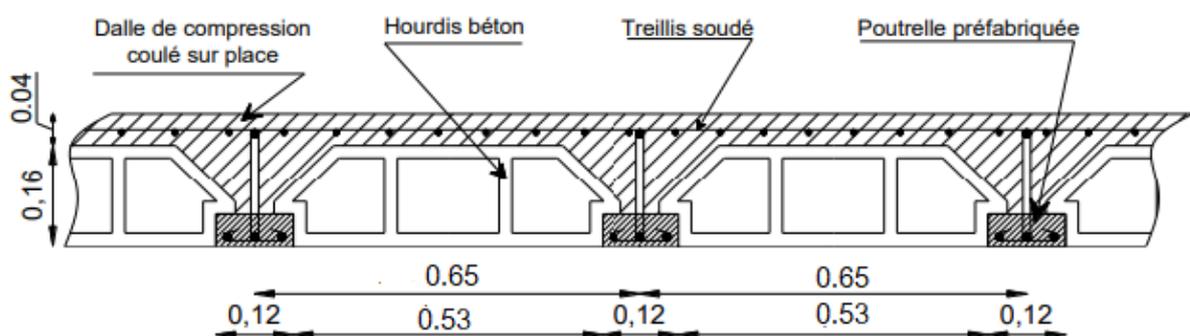


Figure. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

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'exploitation ou surcharges

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

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitation

Charge permanente :

II .3.1.1.Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charge (KN/ m ²)
1-Gravillon de protection	4	20	0,8
2-Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3- Forme de pente	10	22	2,2
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5-plancher à corps creux	20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge permanente			6,28

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse

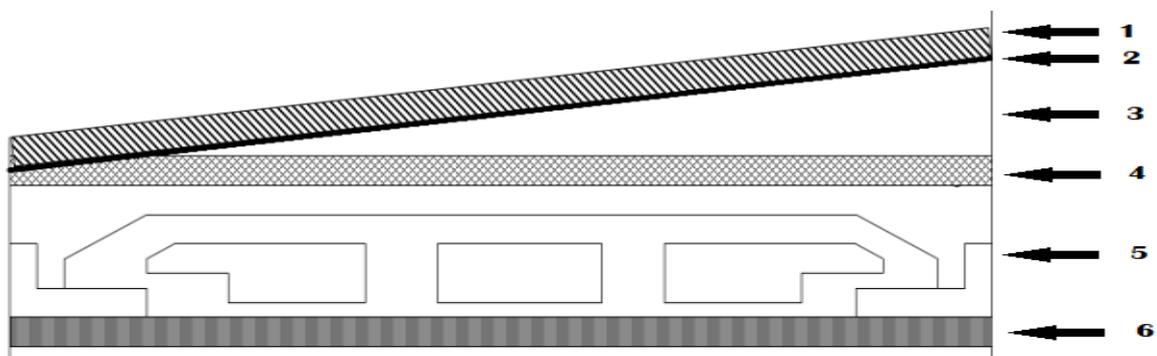


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible

II .3.1.2.Plancher étage courante :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charge (KN/ m ²)
1- Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3- sable fin	2	18	0,36
4- plancher à corps creux	20		2,8
5- Enduit de plâtre	2	10	0,2
6- Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente			5,06

Tableau II.2 : Les charges permanentes du plancher terrasse

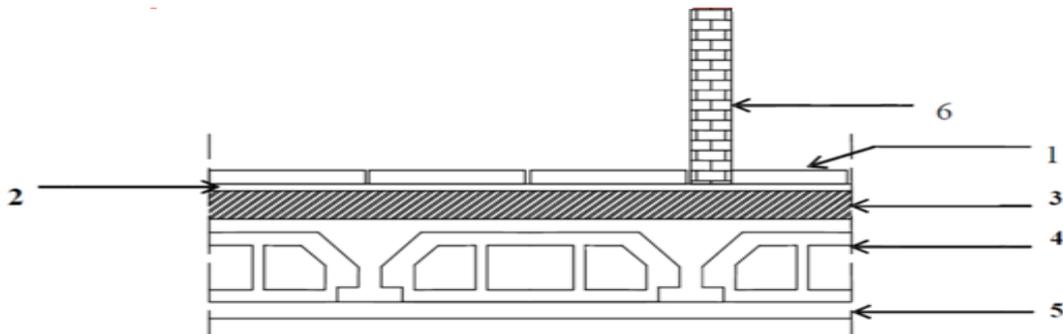


Figure II.3: Plancher étage courant

II .3.1.3.Murs de façade (extérieur) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charge (KN/ m ²)
1- Briques creuses	10	/	0,9
2-Briques creuses	15	/	1,35
3- Enduit en plâtre	1,5	18	0,27
4- Enduit en ciment	1,5	10	0,15
Charge permanente			G=2,67

Tableau II.3 : Les charges permanentes du plancher terrasse

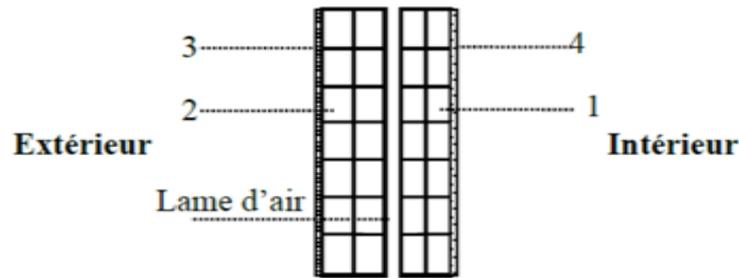


Figure II.4 : remplissage extérieur

Les charges permanentes du Murs :

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)

Surcharge d'exploitation:

- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation des planchers étages courants (habitation) $Q=1.50\text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher RDC (locaux de commerce) $Q=2\text{ KN/m}^2$

II .3.2.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'étages.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

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

Dégrossion des surcharges :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
T	Q0	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
7	Q1	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
6	Q2	$Nq_2=q_0+0.95(q_1+q_2)$	3,85
5	Q3	$Nq_3=q_0+0.9(q_1+q_2+q_3)$	5,05
4	Q4	$Nq_4=q_0+0.85(q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
3	Q5	$Nq_5=q_0+0.8(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
2	Q6	$Nq_6=q_0+0.75(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
1	Q7	$Nq_7=q_0+0.71(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,7

Tableau II.4 : Dégrossion des surcharges

II .4.Pré dimensionnement des poutres :

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

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

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{ cm}$$

$$b_{\max} \leq 1,5ht + b_1$$

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

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad ht : \text{ hauteur totale de la poutre}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \text{Avec : } b : \text{ largeur de la poutre}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3 \quad L : \text{ la plus grande portée libre entre axes d'appuis}$$

d : hauteur utile

On distinguera deux types des poutres:

a- Poutre principale : $L_{\max}=4,70\text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max}= 4,30\text{ m}$.

II .4.1.Sens longitudinal (Poutre principale) :

$$\begin{cases} L = 470 \\ d = 0.9 ht \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 31,33\text{cm} \leq ht \leq 47\text{ cm} \\ 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \end{cases}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20cm \dots\dots\dots on\ prend\ b = 30cm \\ ht > 30cm \dots\dots\dots ht = 40cm \\ \frac{ht}{b} = 1,33 < 4cm \dots\dots\dots condition\ Vérifiée \end{array} \right.$$

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

II .4.2.Sens transversal (Poutre secondaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 430 \\ d = 0.9\ ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 28,67cm \leq ht \leq 43cm \\ 10,5cm \leq b \leq 24,5cm \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20cm \dots\dots\dots on\ prend\ b = 30cm \\ ht > 30cm \dots\dots\dots ht = 35cm \\ \frac{ht}{b} = 0,85 < 4cm \dots\dots\dots condition\ Vérifiée \end{array} \right.$$

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

II .5.Pré dimensionnement des poteaux :

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

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

La surface afférente est donnée par: $S = \left(\frac{4,3}{2} + \frac{4,3}{2}\right) \times \left(\frac{2,8}{2} + \frac{4,7}{2}\right) = 16,125$

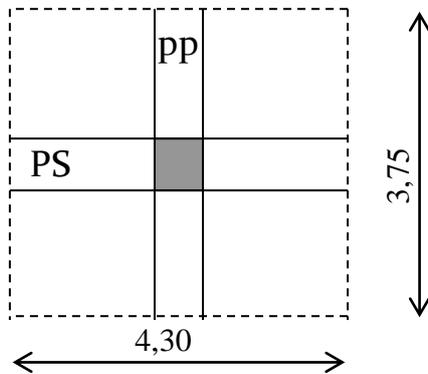


Figure II.5 : Surface afférente du poteau

On a 3 types du coffrage de poteaux :

- * **Type 1:**R.D.C jusqu'au 2ème étage.
- * **Type 2:**du 3ème étage jusqu'au 4ème étage.
- * **Type 3:**du 5èmeétage jusqu'au la terrasse.

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

II .6.Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

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

- Plancher terrasse : $G \times S = 6.28 \times 16,125 = 101,265 \text{ kN}$
- étages : $n \times G \times S = 7 \times 5.06 \times 16,125 = 571,15 \text{ kN}$
- $G_{pp} = \left(\frac{4,7}{2} + \frac{2,8}{2}\right) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 7 = 78,75 \text{ KN}$
- $G_{ps} = \left(\frac{4,3}{2} + \frac{4,3}{2}\right) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 7 = 79,0125 \text{ KN}$
- $G_{T(pp,ps)} = 1,1(78,75 + 79,0125) = 173,538 \text{ KN}$

On majore les efforts de 10% :

$$NG = 1,1 \times (101,27 + 571,15) + 173,538 = 913,20 \text{ kN}$$

$$NQ = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 8,7 \times 16,125 = 154,32 \text{ KN}$$

b) L'effort normal NU :

$$NU = 1,35NG + 1,5NQ = (1,35 \times 913,20) + (1,5 \times 154,32) = 1464,30 \text{ Kn}$$

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

$$\lambda \leq 50$$

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

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

$$B = a \times b$$

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

$$I = \sqrt{\frac{ba^3}{12ab}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur de flambement} = 0,7 \times l_0 \\ i : \text{rayon de giration} \\ B : \text{section des poteaux} \\ \lambda : \text{L'élancement mécanique d'une pièce comprimée} \\ I : \text{moment d'inertie de la section par rapport à un point} \\ \text{passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{array} \right.$$

$$\text{On a: } L_0 = 3.6 \text{ m; } L_f = 0.7 \times 3.6 = 2.52 \text{ m} = 252 \text{ cm}$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{252}{0,289a} \leq 50\right) \Rightarrow (a \geq \frac{252}{0,289 \times 50} = 17,44 \text{ cm})$$

On prend : **a = 45 cm**

b) Détermination de "b" :

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

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

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \Rightarrow B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite du poteau

A_s : section d'armatures longitudinales

$A_s = 0,8\% B_r$pour Zone IIa

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

α : étant un coefficient fonction de λ .

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{252}{0,289 \times 45} = 19,88$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.85 / [1 + 0.2(19,88/35)^2] = 0,80$$

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

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,344(b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$\Rightarrow N_u \leq (b-2)[11,97 + 79,63] \times 0,8$$

$$\Rightarrow N_u \leq (b-2)(73,28)$$

$$\Rightarrow b \geq \frac{1464,30}{73,28} + 2$$

$$\Rightarrow 19,98 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Donc : On prend **b = 45 cm**

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

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

$\min(a,b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

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

Donc on prend la section des poteaux **(45x45) cm²**

II .7.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 :

$$e \geq \max \left(\frac{he}{22}, 15\text{cm} \right)$$

$$L \geq 4$$

$$e \geq \max \left(\frac{340}{22}, 15\text{cm} \right) = \max (15, 45, 15)$$

$$e \geq 15,45 \text{ cm}$$

On adopte $e = 20\text{cm}$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

he : Hauteur d'étage

II .8.Tableau récapitulatif :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Section des poutres principales(cm ²)	Section des poutres secondaires(cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
R.D.C.	45 X 45	30X 40	30 X 35	20
01	45 X 45	30X 40	30 X 35	20
02	45 X 45	30X 40	30 X 35	20
03	40 X 40	30X 40	30 X 35	20
04	40 X 40	30X 40	30 X 35	20
05	35 X 35	30X 40	30 X 35	20
06	35 X 35	30X 40	30 X 35	20
Terrasse	/	30X 40	30 X 35	/

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

Chapitre III :
Etude Des Planchers

III.1.Introduction :

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

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

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

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

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

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

III.2 .Dimensionnement des poutrelles :

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

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

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

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

Lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

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

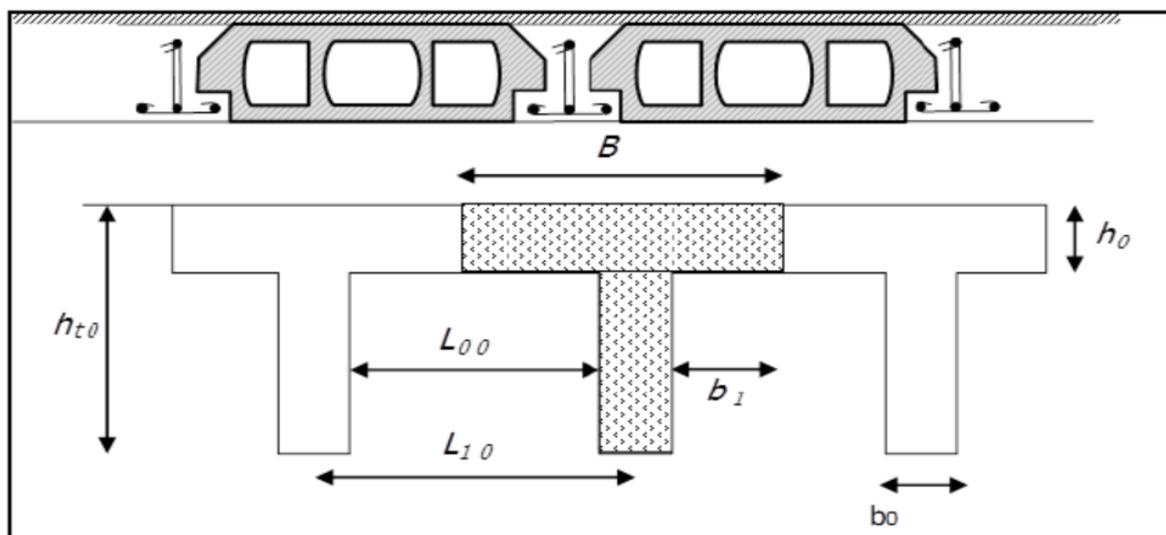


Figure III1: schéma d'un plancher à corps creux.

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

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 = (b - b_0) / 2 = \min b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 400 / 10 = 40 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

Donc : **b=65 cm**

III.3.Méthode de calcul des poutrelles :

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

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT minorée.

III.3.1.Méthode forfaitaire :

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

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

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

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

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable

b).Principe de calcul :

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



Figure III2: Schéma explicatif.

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

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

$$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive}$$

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

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

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

- Travée de rive :

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

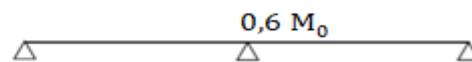
- Travée intermédiaire :

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

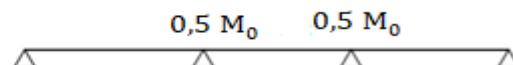
c). Valeurs des moments aux appuis:

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

-Cas de deux travées :



-Cas de trois travées :



-Cas de plus de trois travées:

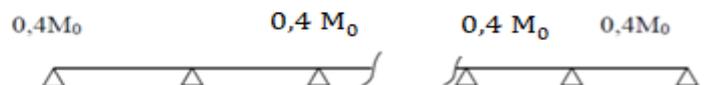


Figure III3 : Schéma explicatif

d). Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

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

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

III. 3.2.Méthode de CAQUOT minorée:

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé.

Domaine d'application de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

Principe de la méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

a).Moments sur appuis : (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

b) Hypothèses :

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

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

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

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

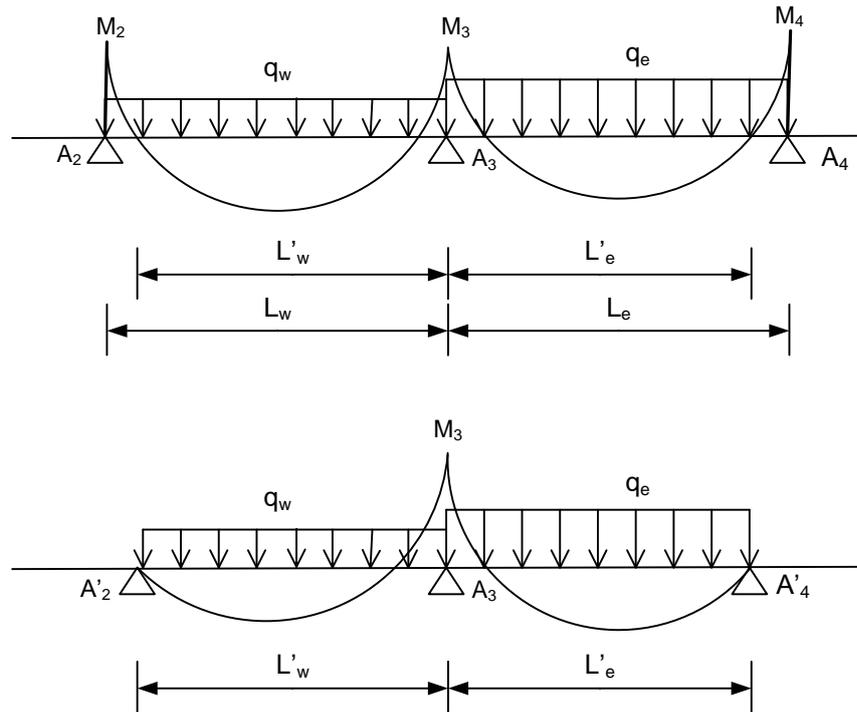


Figure III4 : Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)

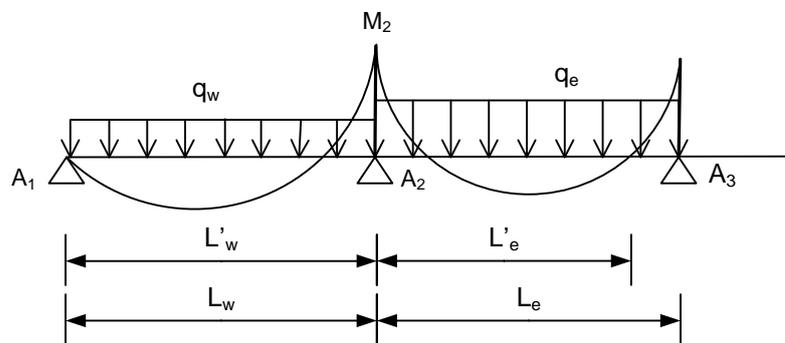


Figure III5 : Longueurs réelles et longueurs fictives (travée intermédiaire et de rive)

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

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

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

b). Moments en travées :

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

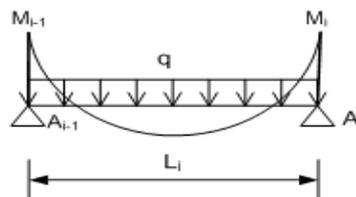
Rappels de RDM :

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

Posons :

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

$$M_e = |M_i|$$



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

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

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

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

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

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

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

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

c). Efforts tranchants :

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

En A_{i-1} :

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

En A_i :

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

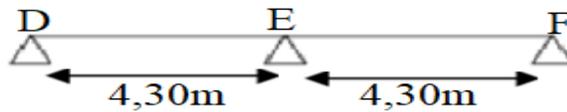
Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui i se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

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

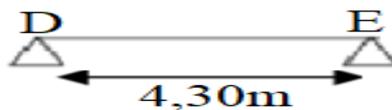
III.4. Étude des poutrelles :

a) Types de poutrelles :

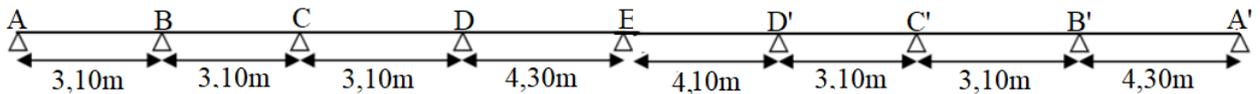
Notre construction comporte quatre types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



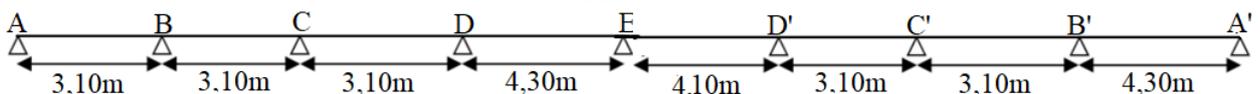
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

Remarque : les types 03 et 04 sont des surcharges d'exploitation Q différentes

Type 01 et Type 02 : les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées

Type 03 et Type 04 : les conditions de la méthode forfaitaire non vérifiées (condition «3»)

Donc pour les types 3 et 4 on applique la méthode de CAQUOT minorée

Les charges par mètre linéaire /ml

➤ Etage courant:

$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \quad N_U = 0,65 (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$Q = 2 \text{ KN/m}^2 \quad N_S = 0,65 (G + Q)$$

$$\Rightarrow N_U = 6,39 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow N_S = 4,59 \text{ KN/ml}$$

➤ Plancher terrasse:

$$G = 6,28 \text{ KN/m}^2 \quad N_U = 0,65 (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad N_S = 0,65 (G + Q)$$

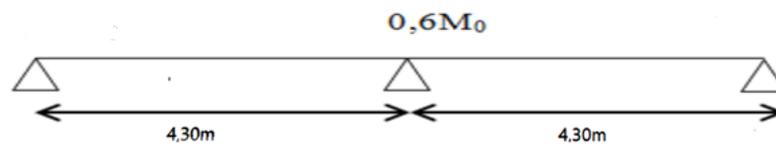
$$\Rightarrow N_U = 6,49 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow N_S = 4,73 \text{ KN/ml}$$

III.4.1. Plancher étage courant :

a). Calcul des sollicitations :(Méthode forfaitaire) :

Type 01 :



b). Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants suivant L'E.L.U et L'ELS

$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow Q_u = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 13,64 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 13,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_A = 0,2M_{0AB} = 2,73 \text{ KN.m} \\ M_B = 0,6 \text{ Max}(M_{0AB}, M_{0BC}) = 8,19 \text{ KN.m} \\ M_C = 0,2M_{0BC} = 2,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée:

Travée AB :

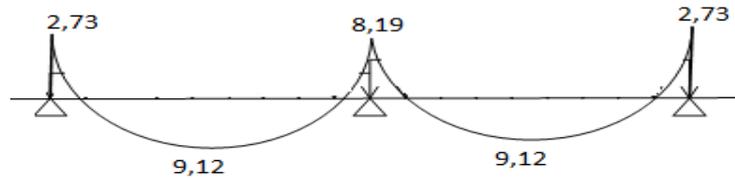
$$Mt_{AB} \geq \max [1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$$

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

$$Mt_{AB} = 9,12 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} = 9,12 \text{ KN.m}$$



Calcul de l'effort tranchant :

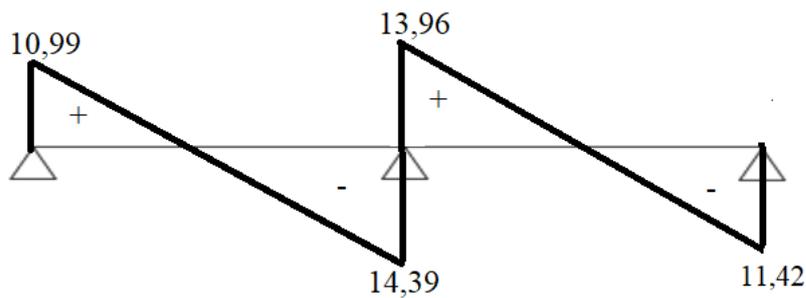
$$\begin{cases} T_W = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_W = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = 10,99 \text{ KN} \\ T_B = -14,39 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = 13,96 \text{ KN} \\ T_C = -11,42 \text{ KN} \end{cases}$$



E.L.S :

$$Qu = 4,26 \text{ KN/ml}$$

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0 AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 9,86 \text{ KN.m} \\ M_{0 BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 9,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_A = 0,2 M_{0 AB} = 1,97 \text{ KN.m} \\ M_B = 0,6 \text{Max}(M_{0 AB}, M_{0 BC}) = 5,91 \text{ KN.m} \\ M_C = 0,2 M_{0 BC} = 1,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée:

Travée AB :

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

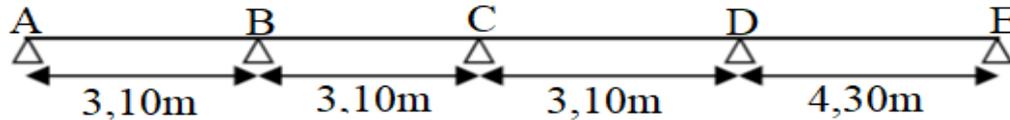
$$M_{tAB} \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$M_{tAB} = 6,25 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} = 6,59 \text{ KN.m}$$

Type 04 : Vue la Symétrie on prend la moitié de la poutrelle

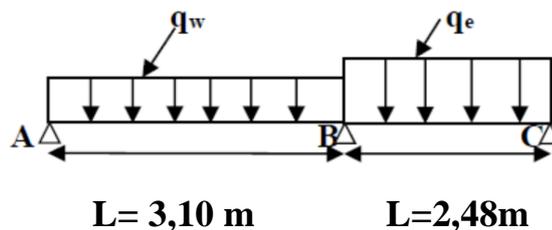


c) .Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :

Calcule des moments sur appuis :

A) Le premier cas :

Travées (AB) et (BC) à L'E.L.U :

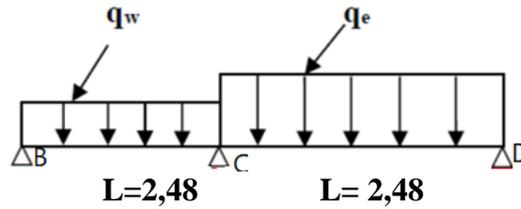


$$q_w = 1,35 \times \frac{2}{3} G \times 0,65 = 2,96 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = (1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 4,91 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}\right) = -3,44 \text{KN.m}$$

Travées (BC) et (CD) à L'E.L.U :

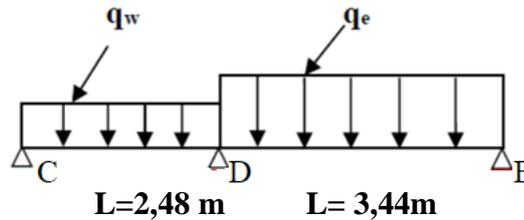


$$q_w = 2,96 \text{KN/ml}$$

$$q_e = 4,91 \text{KN/ml}$$

$$M_C = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}\right) = -2,58 \text{KN.m}$$

Travées (CD) et (DE) à L'E.L.U :

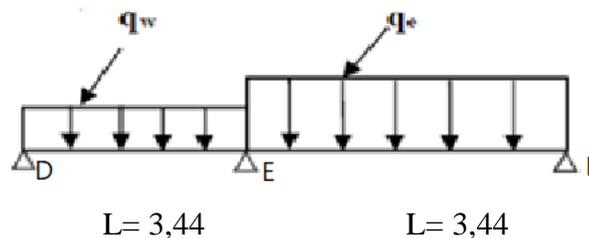


$$q_w = 2,96 \text{KN/ml}$$

$$q_e = 4,91 \text{KN/ml}$$

$$M_D = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}\right) = -4,87 \text{KN.m}$$

Travées (DE) et (EF) à L'E.L.U :



$$q_w = 2,96 \text{KN/ml}$$

$$q_e = 4,91 \text{KN/ml}$$

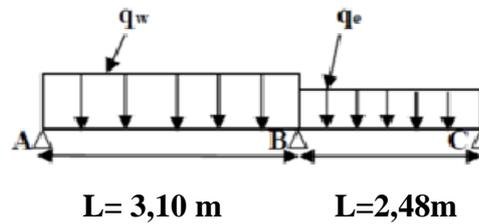
$$M_E = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}\right) = -5,48 \text{KN.m}$$

$$M_A = 0,2M_0 ; M_0 = \frac{q_0 \times L^2}{8}$$

$$M_A = -1,64 \text{ KN.m}$$

B) La deuxième cas :

Travées (AB) et (BC) à L'E.L.U :

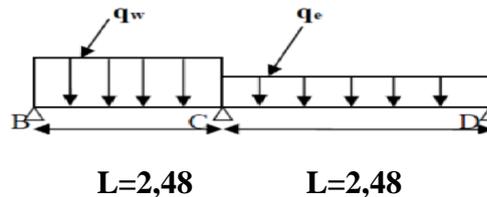


$$q_w = (1,35 \times \frac{2}{3}G + 1,5.Q) \cdot 0,65 = 4,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = 1,35 \times \frac{2}{3}G \times 0,65 = 2,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -4,036 \text{ KN.m}$$

Travées (BC) et (CD) à L'E.L.U :

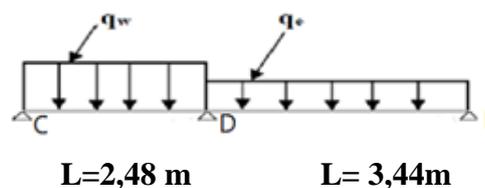


$$q_w = 4,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = 2,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -2,85 \text{ KN.m}$$

Travées (CD) et (DE) à L'E.L.U :

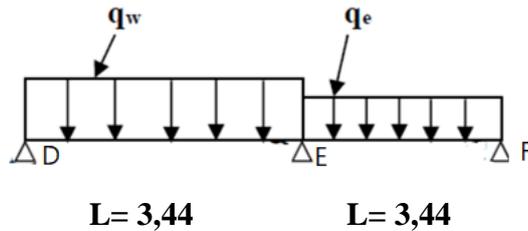


$$q_w = 4,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = 2,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -3,88 \text{ KN.m}$$

Travées (DE) et (EF) à L'E.L.U :



$$q_w = 2,96 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = 4,91 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -5,48 \text{ KN.m}$$

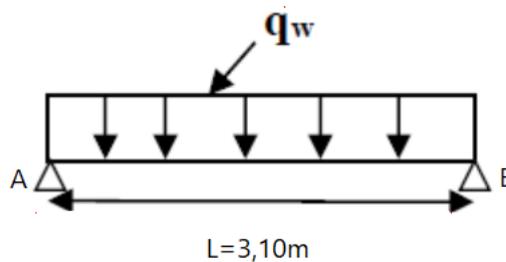
$$M_A = 0,2M_0 ; M_0 = \frac{q_0 \times L^2}{8}$$

$$M_A = -2 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée:

A) .Le premier cas :

Travée AB:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

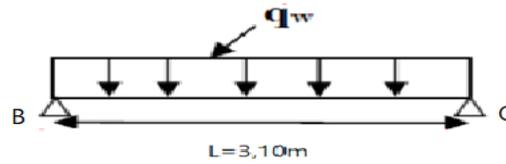
$$x = L/2 + (M_w - M_e)/ql$$

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

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

$$M_{T(AB)} = 5,16 \text{ KN.m}$$

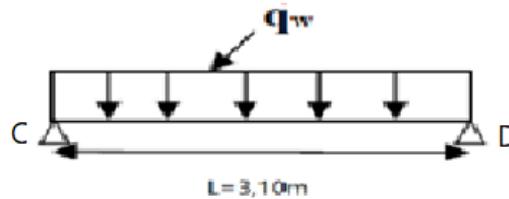
Travée BC:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(BC)} = 4,53 \text{ KN.m}$$

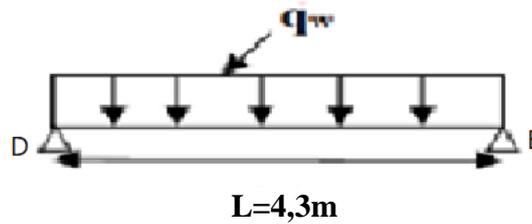
Travée CD:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(CD)} = 3,58 \text{ KN.m}$$

Travée DE:(L'E.L.U) :

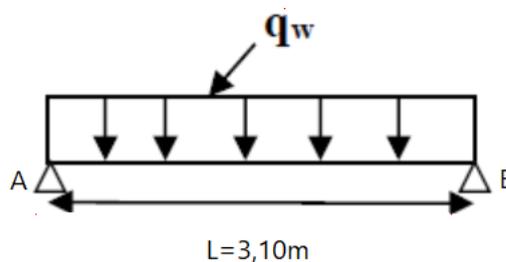


$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(DE)} = 9,60 \text{ KN.m}$$

b) .Le deuxième cas :

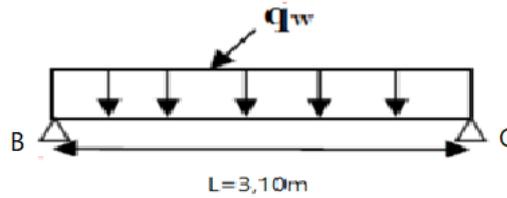
Travée AB:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(AB)} = 4,69 \text{ KN.m}$$

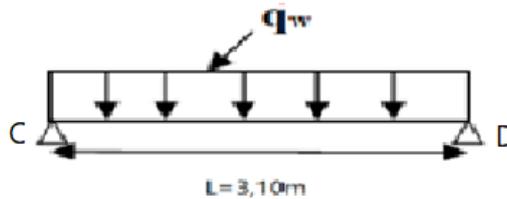
Travée BC:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(BC)} = 4,25 \text{ KN.m}$$

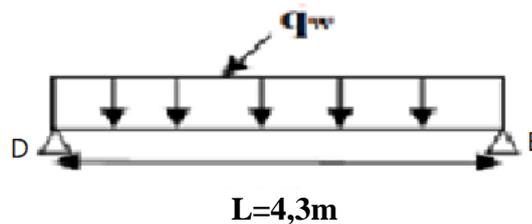
Travée CD:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(CD)} = 4,32 \text{ KN.m}$$

Travée DE:(L'E.L.U) :



$$q_w = (1,35.G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{T(DE)} = 10,10 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

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

$$\begin{cases} T_A = 9,32 \text{ KN} \\ T_B = -10,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_B = 10,29 \text{ KN} \\ T_C = -9,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_C = 9,57 \text{ KN} \\ T_D = -10,56 \text{ KN} \end{cases}$$

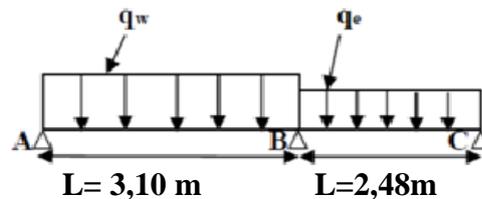
$$\begin{cases} T_D = 13,50\text{KN} \\ T_E = -14,11\text{KN} \end{cases}$$

E.L.S :

Calcul des moments sur appuis :

A) Le premier cas :

Travées (AB) et (BC) :



$$q_w = \frac{2}{3}G \times 0,65 = 2,19\text{KN/ml}$$

$$q_e = (\frac{2}{3}G + Q) \times 0,65 = 3,49\text{KN/ml}$$

$$M_B = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}\right) = -2,50\text{KN.m}$$

Travées (BC) et (CD) :

$$M_C = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}\right) = -2,06\text{KN.m}$$

Travées (CD) et (DE) :

$$M_D = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}\right) = -3,49\text{KN.m}$$

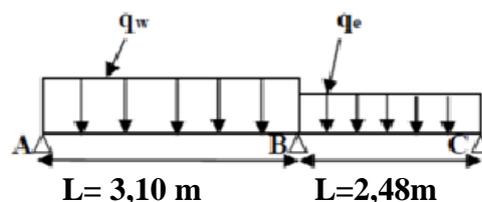
Travées (DE) et (EF) :

$$M_E = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}\right) = -3,96\text{KN.m}$$

$$M_A = 0,2M_0 = -1,22\text{KN.m}$$

Le deuxième cas :

Travées (AB) et (BC) :



$$M_A = 0,2M_0 = 1,70\text{KN.m}$$

$$M_B = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}\right) = -2,90\text{KN.m}$$

Travées (BC) et (CD) :

$$M_C = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right) = -2,06 \text{ KN.m}$$

Travées (CD) et (DE) :

$$M_D = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right) = -2,83 \text{ KN.m}$$

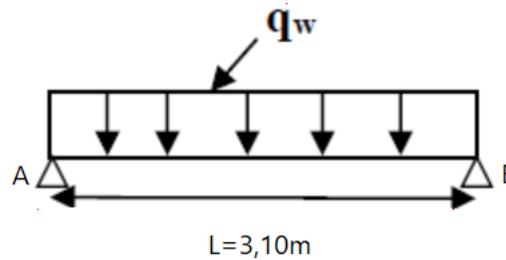
Travées (DE) et (EF) :

$$M_E = - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right) = -3,96 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée:

Le premier cas :

Travée AB:



$$q_w = (G+Q) \times 0,65 = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$x = L/2 + (M_w - M_e)/q_l$$

$$M_{T(AB)} = 3,67 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_{T(BC)} = 3,23 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_{T(CD)} = 3,07 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$M_{T(DE)} = 7,22 \text{ KN.m}$$

Résultats obtenus :

type	Travée	L(m)	ELU						ELS			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	AB	4,30	13,64	9,12	2,73	8,19	10,99	14,39	9,86	6,25	1,97	5,91
	BC	4,30	13,64	9,12	8,19	2,73	13,96	11,42	9,86	6,59	5,91	1,97
04	AB	3,10	5,89	5,16	2,00	4,04	9,32	10,56	4,20	3,67	1,70	2,90
	BC	3,10	5,89	4,53	4,04	2,85	10,29	9,71	4,20	3,23	2,90	2,06
	CD	3,10	5,89	4,32	2,85	4,87	9,57	10,56	4,20	3,07	2,06	3,49
	DE	4,30	11,35	10,10	4,87	5,48	13,60	14,11	8,09	7,22	3,49	3,96

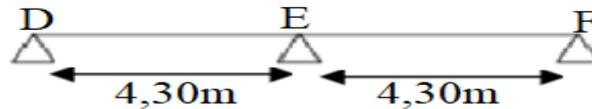
Tableau III.1: Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant

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

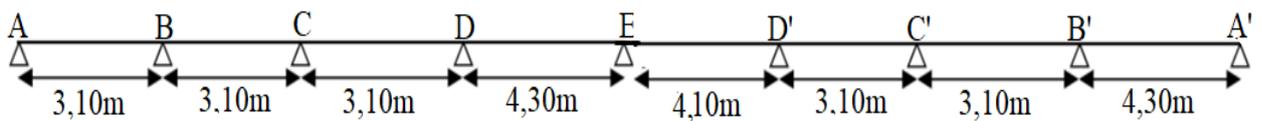
A L'ELU	A L'ELS
$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 10,10 \text{ kN.m} \\ \text{Mrive max} = 2,73 \text{ kN.m} \\ \text{Minter max} = 8,19 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,39 \text{ kN} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,22 \text{ kN.m} \\ \text{Mrive max} = 1,97 \text{ kN.m} \\ \text{Minter max} = 5,91 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

III.4.2. Plancher terrasse:

Les types de poutrelles :

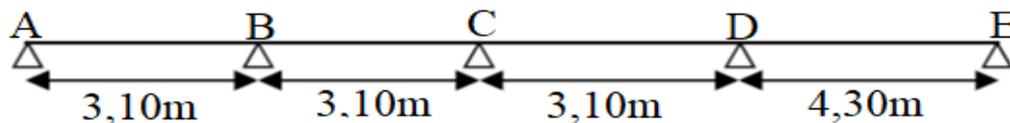


Type 01 :



Type 02 :

a) .Méthode de calcul:(La méthode de CAQUOT minorée.) :



G= 6,28 KN/m²

Q=1 KN/m²

Résultats obtenus :

type	Travée	L(m)	ELU						ELS			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
02	AB	3,10	5,59	4,90	2,40	4,10	9,49	10,82	4,05	3,55	1,75	2,99
	BC	3,10	5,59	4,39	4,10	3,01	10,40	9,78	4,05	3,19	2,99	2,20
	CD	3,10	5,59	4,11	3,01	4,87	9,61	10,65	4,05	2,98	2,20	3,55
	DE	4,30	10,75	10,05	4,87	5,79	13,69	14,33	7,79	7,39	3,55	4,24

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher terrasse

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

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 10,05 \text{ kN.m} \\ \text{Mrive max} = 2,40 \text{ kN.m} \\ \text{Minter max} = 5,79 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,33 \text{ kN} \end{array} \right.$$

A L'ELS :

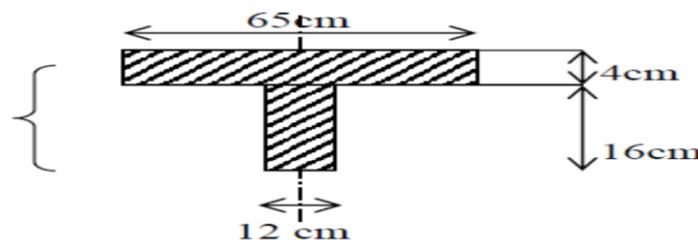
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,39 \text{ kN.m} \\ \text{Mrive max} = 1,75 \text{ kN.m} \\ \text{Minter max} = 4,24 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

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

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

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit



Données :

Entre axes des poutrelles $b=65$ cm

Largeur de la poutrelle $b_0=12$ cm.

Hauteur de la section $h_t=20$ cm.

Epaisseur de la dalle $h_0=4$ cm.

Hauteur utile $d=0,9h=18$ cm

Et on a :

Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa

Contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.

Fissuration préjudiciable

III.5.1.Plancher RDC et étage courant :

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

A L'E.L.U	A L'E.L.S
$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 10,10\text{kN.m} \\ M_{rive} \text{ max} = 2,73 \text{ kN.m} \\ M_{inter} \text{ max} = 8,19\text{kN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,39\text{kN} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,22\text{kN.m} \\ M_{rive} \text{ max} = 1,97 \text{ kN.m} \\ M_{inter} \text{ max} = 5,91\text{kN.m} \end{array} \right.$

III.5.1.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée (armatures inférieurs) :

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

On calcule le moment équilibré par la table

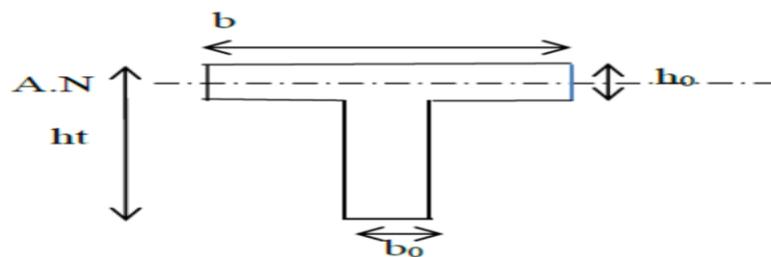
$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\text{max}}} = 10,10 \text{ KN.m} < 58,93 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en

Flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t_{\text{max}}} = 10,10 \text{ kN.m}$$



$$\mu_U = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,10 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,989$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,10 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 htV'} \frac{F_{t28}}{f_e} ; \text{ Avec } I = b_0 \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b ht + (b - b_0)h_0] V'$$

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

$$V = ht - V' = 20 - 6,25 \Rightarrow V = 13,75$$

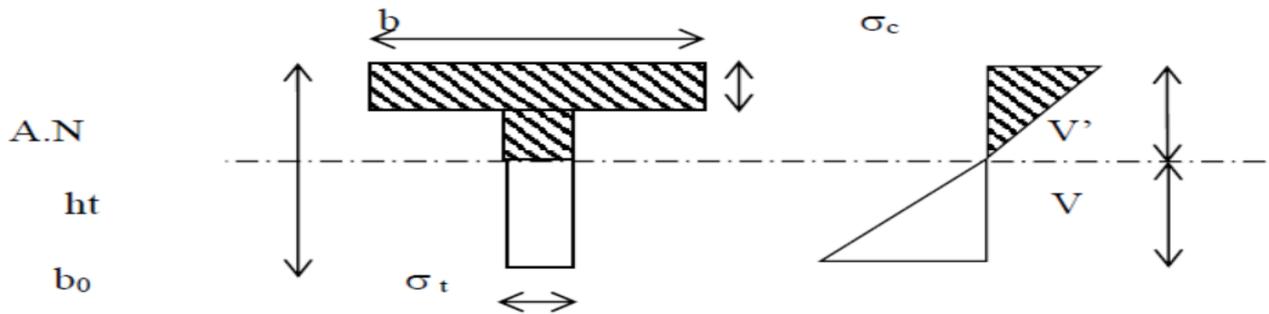


Figure III6 : Notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre T

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

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

Donc:

$$A_s = 1,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Le choix: 3T10 A=2,36 cm²

Sur appuis intermédiaire (armatures supérieures) :

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

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,19 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,149$$

$$\Rightarrow \beta = 0,919$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,19 \times 10^3}{0,919 \times 18 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 htV'} \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_s = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Le choix: 2T10 A=1,57 cm²

Sur appuis de rive :

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,73 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,73 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2T10** $A=1,57 \text{ cm}^2$

III.5.1.2. Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{\max}=14,39 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{14,39}{0,12 \times 0,18} = 0,67 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 1,667 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée

III.5.1.3. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des : Φ_t

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{H}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b_0}{10}\right) \text{ (mm)}$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{1200}{10}\right) \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Escapement : (St)

$$St < \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St < \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St < 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = \frac{M_{ser}}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} \end{cases}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15 A_s(d-y) = 0$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{by^3}{3} + hA_s(d-y)^2$$

$$I_G = 8323,04 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la Contrainte maximale dans l'acier tendu n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable

III.5.1.4. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,047 > 0,044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{o ser}} \Rightarrow 0,047 < 0,048 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 0,011 > 0,010 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \\ M_{ser} = 7,22 \text{ cm}^2 \\ M_{o ser} = 9,86 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

Donc on passe au calcul de la flèche:

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

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application
Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

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

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

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

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

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

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

Détermination du centre de gravité :

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

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

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

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_G = 36401,89 \text{ cm}^4$$

Charges prises en compte :

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

2-charge permanente après mise du revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/m}$.

3-charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,06+2) \times 0,65 = 4,589 \text{ kN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2/8 = 0,85 \times 1,82(4,3)^2/8 = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \times 3,289(4,3)^2/8 = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,589(4,3)^2/8 = 9,01 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \times Z} = 93,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \times Z} = 169,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \times Z} = 235,81 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: $f \cdot \lambda_1, \lambda_v$:

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,011$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right) \rho} = 3,763$$

$$\lambda_V = \left(\frac{2}{5}\right) \lambda_1 = 1,505$$

Calcul des coefficients :

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

$$\mu_j = 0,406$$

$$\mu_G = 0,613$$

$$\mu_\rho = 0,704$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$I_{Fj} = 15839,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = 12114,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{F\rho} = 10975,62 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = 20832,65 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = 0,130 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = 0,307 \text{ cm}$$

$$F_{i\rho} = 0,472 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 0,530 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{i\rho} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,566 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,57 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,86 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

III.5.2. Plancher Terrasse:

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

A L'E.L.U

$$\left(\begin{array}{l} M_t \text{ max} = 10,05 \text{ kN.m} \\ M_{\text{rive}} \text{ max} = 2,40 \text{ kN.m} \\ M_{\text{inter}} \text{ max} = 5,79 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,33 \text{ kN} \end{array} \right.$$

A L'E.L.S

$$\left(\begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,39 \text{ kN.m} \\ M_{\text{rive}} \text{ max} = 1,75 \text{ kN.m} \\ M_{\text{inter}} \text{ max} = 4,24 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.5.2.1 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

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\text{max}}} = 10,10 \text{ KN.m} < 58,93 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en

Flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht)= (65 x20) cm² soumise à

$$M_{t_{\text{max}}} = 10,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_U = \frac{M_{\text{ut}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,983$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,05 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \text{ htV}' f_e}$$

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

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

$$V = ht - V' = 20 - 6,25 \Rightarrow V = 13,75$$

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

Donc:

$A_s=1,63\text{cm}^2 > A_{\min}=0,36\text{ cm}^2$Condition Vérifiée

Le choix: 3T10 A=2,36 cm²

Sur appuis intermédiaire (armatures supérieures) :

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,79 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,105$$

$$\Rightarrow \beta = 0,944$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,79 \times 10^3}{0,944 \times 18 \times 348} = 0,98\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \text{ htV}'} \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,80\text{ cm}^2$$

Donc:

$A_s=0,98\text{cm}^2 > A_{\min}=0,80\text{ cm}^2$Condition Vérifiée

Le choix: 2T10 A=1,57 cm²

Sur appuis de rive :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,40 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,044$$

$$\Rightarrow \beta = 0,978$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,40 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 0,40\text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 A=1,57 cm²

III.5.2.2.Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{\max}=14,33\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{14,33}{0,12 \times 0,18} = 0,66\text{MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) = 1,667\text{ MPa}$

$\tau_u = 0,66\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,667$ (Condition Vérifiée)

III.5.2.3.Calcul Les armatures transversales :

Diamètre des : Φ_t

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{H}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b_0}{10}\right) \text{ (mm)}$$

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{1200}{10}\right) \text{ (mm)}$$

=> $\Phi t = 6 \text{ mm}$

Escapement :(St)

$$St < \min(0.9d ; 40cm)$$

$$St < \min(16,2cm ; 40cm)$$

$$St < 16,2cm$$

=> $St = 15 \text{ cm}$

On prend :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Vérification des contraintes à l'ELS :

- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\begin{cases} k = \frac{M_{ser}}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} \end{cases}$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15 A_s(d-y) = 0$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{by^3}{3} + hA_s(d-y)^2$$

$$I_G = 8323,04 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = 187,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2.f_e}{3}; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

- III.5.2.4. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,046 > 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{o_{ser}}} \Rightarrow 0,062 > 0,048 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 0,011 > 0,009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} A_s = 2,36\text{cm}^2 \\ M_{ser} = 7,39\text{cm}^2 \\ M_{o_{ser}} = 7,87\text{cm}^2 \end{cases}$$

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

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

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

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application

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

Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12 \cdot (20 - 4)/2] + 15.2.36.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2.36}$$

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

Détermination du moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b-b_o)(y_G-h_o)^3}{3} + \frac{b_o (h_t-y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_G = 3641,88\text{cm}^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : J = 2,8x0,65 = 1,82 KN/m.

2-charge permanente après mise du revêtement : G = 6,28x0,65=4,082 KN/m.

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): P = (6,28+1) x0,65=4,732 KN/m

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85.J.L^2/8 = 0,85 \times 1,82(4,3)^2 / 8 = 3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85.G.L^2/8 = 0,85 \times 4,082(4,3)^2 / 8 = 8,01 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85.P.L^2/8 = 0,85 \times 4,732(4,3)^2 / 8 = 9,29 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes: As = 2,36cm² ; Z = 16,2cm

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \times Z} = 93,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \times Z} = 209,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \times Z} = 243,16 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: f . λ_1, λ_V :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,011$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right) \rho} = 3,763$$

$$\lambda_V = \left(\frac{2}{5}\right) \lambda_1 = 1,505$$

Calcul des coefficients :

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

$$\mu_j = 0,406$$

$$\mu_G = 0,674$$

$$\mu_\rho = 0,711$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$I_{Fj} = 15839,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = 11325,31 \text{ cm}^4$$

$$I_{F\rho} = 10891,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = 19879,39 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = 0,130 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = 0,407 \text{ cm}$$

$$F_{i\rho} = 0,491 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 0,690 \text{ cm}$$

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

$$F_{total} = 0,643 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,64 \text{ cm} < F_{adm} = 0,86 \text{ cm}$Condition Vérifiée.

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

III.6 Calcul du 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.

25cm (4.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles:

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

$$50 \text{ cm} < L = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ esp=20cm

$$\Rightarrow A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{//} = 4 \text{ } \varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ esp=25cm

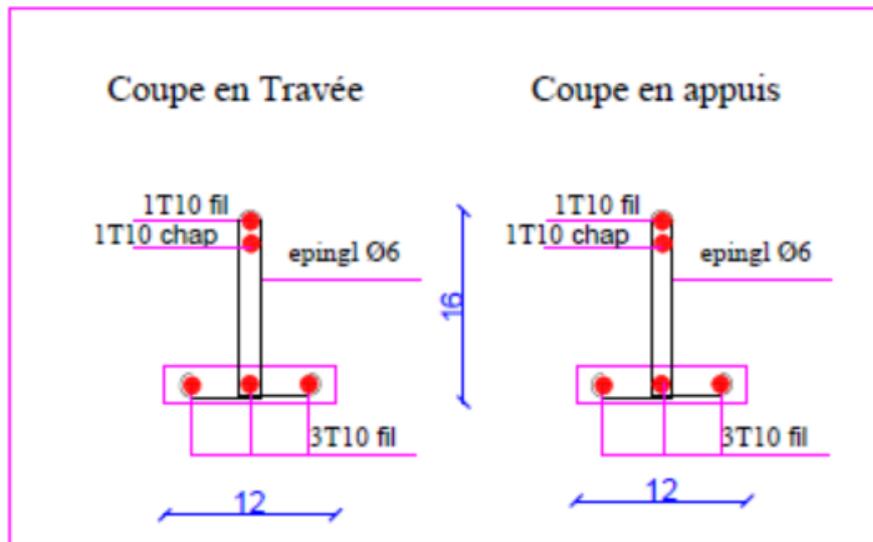


Figure III7: Dessin de ferrailage des poutrelles

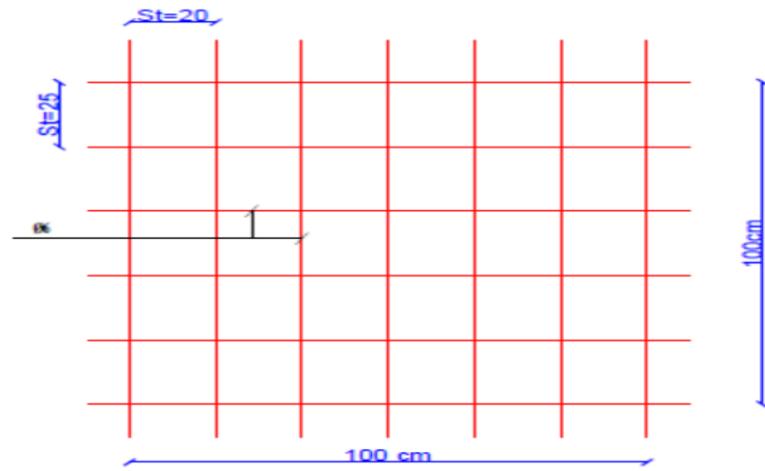


Figure III8: Ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre IV :
Etude des éléments non
structuraux

IV.1 .Acrotère :

IV.1.1. Introduction : L'acrotère est un 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 $H = 60$ cm

L'épaisseur $e_p = 10$ 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)

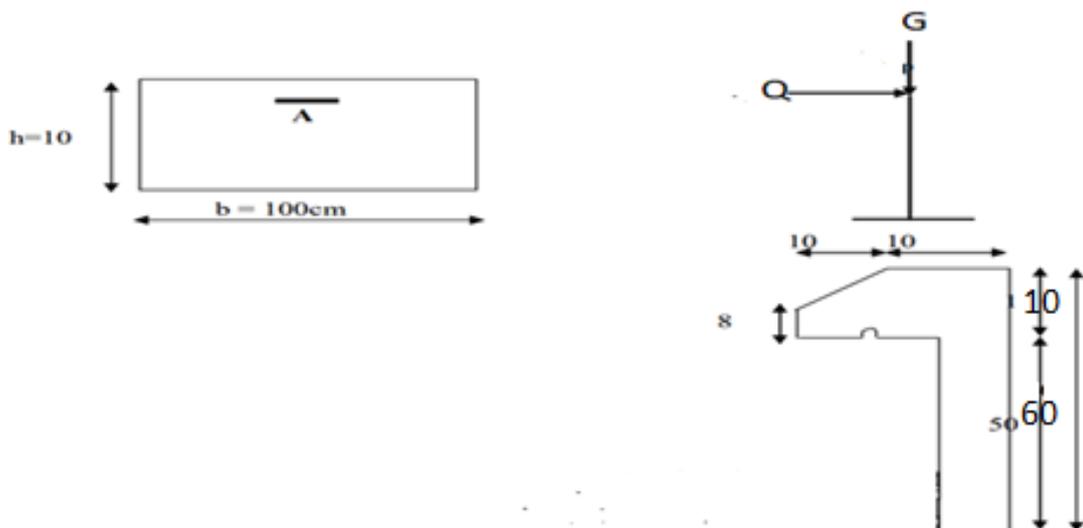


Figure.IV.1.1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.1.3. Calcul des sollicitations :

IV.1.3.1. poids propre :

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

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.2. Surcharge :

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

$$Nu = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,333 \text{ KN}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

Enrobage :

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

$$L'excéntricité: e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$M_u = 2,3 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 \text{ KN m}$$

$$N_u (d - c') - M_u \leq [0,337h - 0,81c'] b.h.\sigma_{bc}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \cdot (d - c') - M_u = 2,33(0,08 - 0,02) - 0,98 = -0,84 \text{ KN.m} \\ [0,337h - 0,81c'] b.h.\sigma_{bc} = [0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02] \times 1 \times 0,10 \times 14,17 \times 10^3 = 24,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

24,80 > -0,84 la section est partiellement composée et le calcul sera fait pour une section rectangulaire.

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

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

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,98 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14,17 = 0,010 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

IV.1.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\alpha = 0,0126$$

$$B = 0,995$$

On calcule :

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,35 - \frac{2,333 \times 10^2}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{s \min} = 0,23b.d = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$A_{s \min} = 0,23x \frac{100x8x2,1}{400} x \frac{0,3 - (0,45x8)}{0,3 - (0,185x8)} = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,725 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } A_s = \max(A_{su}; A_{st}; A_{s \min})$$

$$A_s = \max(0,28; 0,35; 0,92) = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $4\Phi 6$; $A = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ et $s_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

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

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

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

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,725(0,35 + 0,05 - 0,02) = 0,6555 \text{ KN.m}$$

Détermination des contraintes :

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} = 202 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{655,5}{100 \cdot 8^2 \cdot 202} = 0,000507 \quad \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Du tableau on aura : $K_1 = 113,2$; $B_1 = 0,961$.

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{202}{113,2} = 1,785 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ admissible}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1,5}{0,08 \cdot 1} = 18,75 \text{ KN} = 0,0187 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,01875 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A.99 version 2003 article (6.2.3 page 43). les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés sous l'action des forces horizontales suivent la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

$$= 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125.$$

$$F_p = 1,37 \text{ KN.}$$

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

C_p: Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids des éléments considérés $W_p = 1,725 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires structuraux, Il faut vérifier que :

$$F_p \leq Q ; Q = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc: $F_p < Q$ le ferrailage calculé résiste bien aux efforts extérieurs.

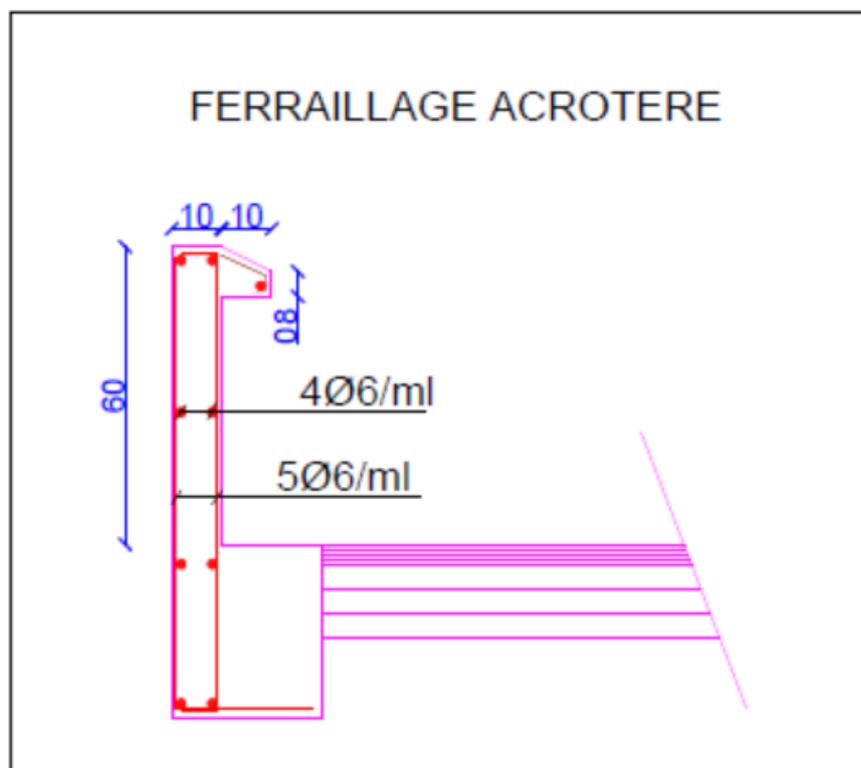


Figure. IV.1.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Balcon:

IV.2.1. Introduction:

Dans les constructions les balcons peuvent avoir plusieurs types selon deux critères:

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

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

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

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

Au niveau de notre projet, on a un seul type de balcon (balcon en console) .

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

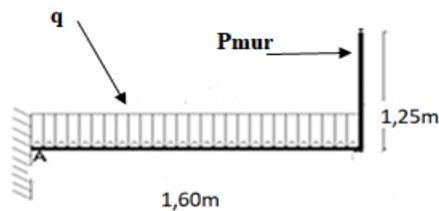


Figure IV.2.1 : Schéma statique du balcon

IV.2.2. Descente de charges:

Désignation	e (cm)	Poids Kn /m ²	Poids Kn /m ²
Revêtement en carrelage	2	$2 \times 0,2$	0,4
Mortier de pose	2	$2 \times 0,2$	0,4
Lit de sable	2	$0,02 \times 18$	0,36
La dalle	15	$0,15 \times 25$	3,75
Enduit en ciment	2	$2 \times 0,18$	0,36
		$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$	
		$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$	

A P.E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12,36 \text{ KN/m}$$

A P.E.L.S:

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

Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \gamma_{mur} \times b \times h = 9 \times 0,1 \times 1,10 = 0,99 \text{ KN}$$

Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,10 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN}$$

$$P_{\text{mur}(T)} = 0,99 + 0,40 = 1,40 \text{ KN}$$

$$P_U = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 (1,40) = 1,89 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} = 1,40 \text{ KN}$$

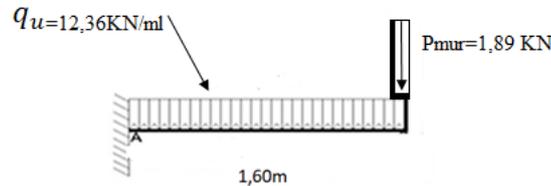


Figure IV.2.2 : Schéma statique du balcon.

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

$$M_{\text{max}} = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_U \times L = \frac{12,36 \times 1,6^2}{2} + 1,89 \times 1,6 = 18,48 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = q_u \times L + P_U = (12,36 \times 1,6) + 1,89 = 21,67 \text{ kN.}$$

Ferraillage :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,073 ; \beta = 0,962 ; A_s = 4,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_s > A_{\text{min}} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : on adopte **4T12/ml (4,52cm²)**

$$s_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T8 /ml (2,51cm²)**

Vérifications :

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = 0,160 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Contrainte de béton σ_{bc} :

$$y = 3,65 ; I_G = 8199,02 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 13,47$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

Contrainte dans l'acier σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} (d-y)}{I_G} = 242,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq 201,631 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \sigma_{st} \text{ Condition non vérifiée}$$

Donc on augmente la section d'armature

5T12 (5,65 cm²) esp(20 cm)

$$\sigma_{st} = 196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_{st} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\text{Console } F_1 = \frac{ql^2}{8EI} \text{ charge répartie}$$

$$F_2 = \frac{pl^3}{3EI} \text{ Charge concentrée}$$

$$F = F_1 + F_2$$

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

$$y_1 = y_G = 7,82 ; y_2 = h - y_1 = 7,18 \text{ cm}$$

$$I_G = 31012,84 \text{ cm}^4$$

$$F_{total} = 0,127 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{160}{250} = 0,640 \text{ cm}$$

$$F_{total} < F_{adm} \text{ Condition vérifiée}$$

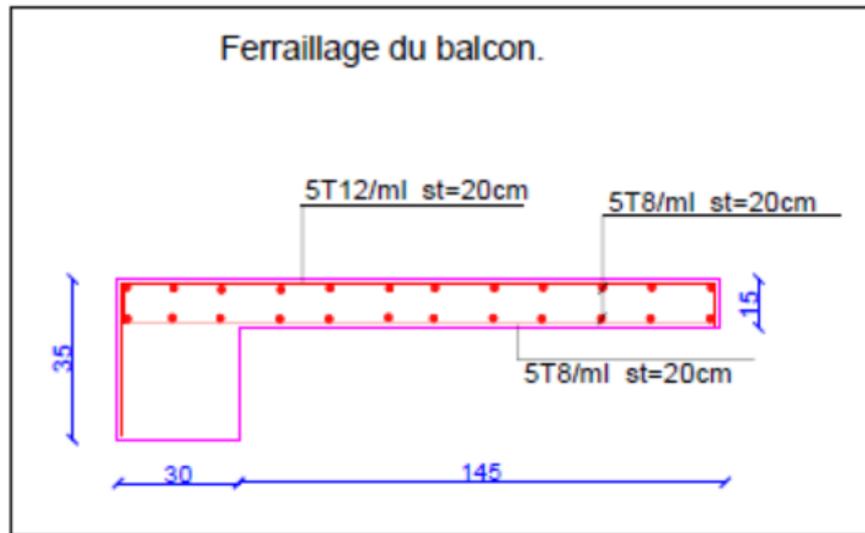


Figure IV.2. 3 : Ferrailage du balcon.

IV.3. Escaliers:

IV.3.1. Introduction:

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

IV.3.1.1. Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier

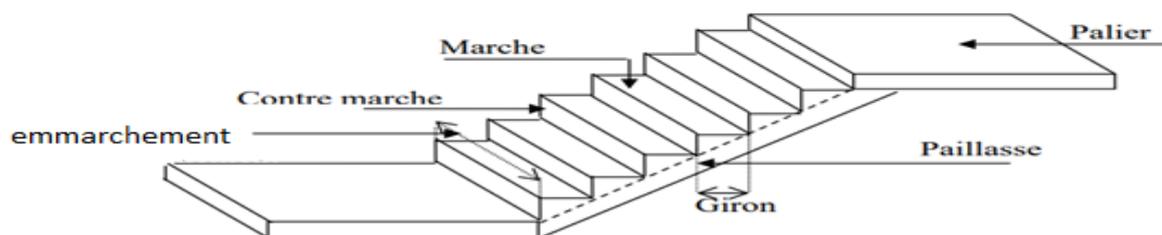


Figure IV.3.1 : Schéma d'un escalier

Le type d'escalier de notre projet est : escalier droit avec 2 volées avec palier

Le premier cas :

Au niveau du R.D.C :

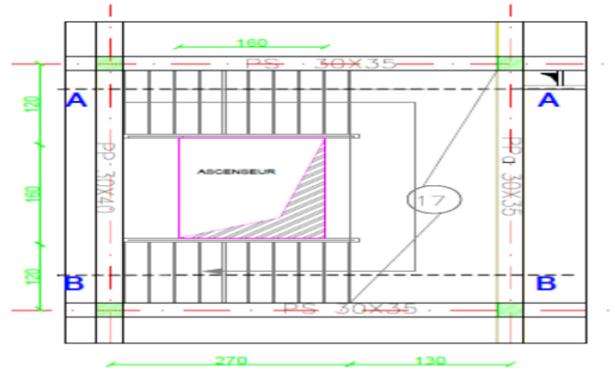


Figure IV.3.2 : Schéma d'un escalier

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,

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 : $L = (n - 1) g$

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 : $m=66$ et $H=360/2=180$ cm et $L=270$ cm

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 696n + 360 = 0$

La solution de l'équation est : $n=10$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=9$ marches

Puis : $h = \frac{H}{n} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

$$T_g(\alpha) = \frac{18}{30} = 0,6 ; \alpha = 30,96^\circ ; \cos\alpha = 0,86$$

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

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$10,47 \leq ev \leq 15,70$$

En prend l'épaisseur de la paillasse : $ev = 15 \text{ cm}$

IV.3.3.3. Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{ev}{\cos\alpha} = 17,44 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 17 \text{ cm}$

IV.3.3.4. Evaluation des charges et des surcharges :

Palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m3)	Poids KN/m2
Carrelage	0,020	20	0,40
Mortier de pose	0,020	20	0,40
Lit de sable	0,020	20	0,40
Poids propre du palier	0,17	25	4,25
Enduit en plâtre	0,020	10	0,20

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

- charge permanente : $G = 5,65 \text{ KN/ m}^2$

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

$$QU = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1 \text{ m} = 11,38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 8,15 \text{ KN/m}$$

Paillasse :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Revêtement horizontal	0,020	20	0,40
Revêtement vertical	0,020	2	0,227
Mortier de pose horizontal	0,020	20	0,40
Poids des marches	0,180	22	1,98
Poids de la paillasse	0,150	25	4,36
Enduit en plâtre	0,020	10	0,233
Lit de sable	0,020	18	0,360
Mortier de pose vertical	0,020	3	0,227
Garde-corps	/	3	0,100

Tableau IV.3.3 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse

- charge permanente : $G=8,287 \text{ KN/ m}^2$

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

$QU= (1,35 G+1,5 Q).1\text{m} = 14,94 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser}= (G+Q).1\text{m} = 10,79 \text{ KN/m}$

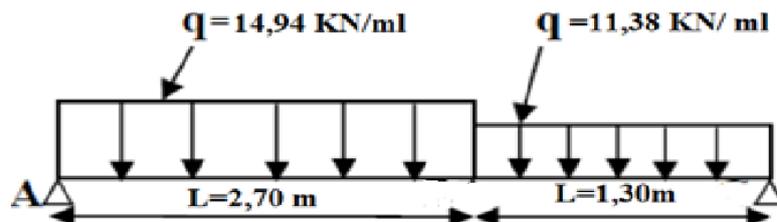


Figure IV.3.3 : Schéma descriptif 1

$$R_A = 29,13 \text{ KN}$$

$$R_B = 26 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 28,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 24,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,4M_0 = 11,36 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 29,13 \text{ KN}$$

Ferraillage :**En Travée :**

$$M_t = 24,14 \text{ KN.m}$$

$$h = 15\text{cm} ; d = 0,9h ; b = 100\text{cm}$$

$$\mu = 0,0934 ; \beta = 0,951 ; A_s = 5,40 \frac{\text{cm}^2}{\text{mL}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{6T12\text{cm}^2/\text{ml}} \text{ (6,79cm}^2\text{)} ; \text{ esp} = 16\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{5T10\text{cm}^2/\text{ml}} \text{ (3,92cm}^2\text{)} ; \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

Sur appuis (palier) :

$$M_a = 11,36 \text{ KN.m}$$

$$h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h=15,3 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}$$

$$\mu = 0,034 ; \beta = 0,983 ; A_s = 2,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{mL}}$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{6T10\text{cm}^2 / \text{ml}} \text{ (4,71cm}^2\text{)} ; \text{ esp} = 16 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,18\text{cm}^2$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{5T8\text{cm}^2 / \text{ml}} \text{ (2,51cm}^2\text{)} ; \text{ esp} = 25 \text{ cm}$$

Les vérifications :

Les contraintes de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{29,13 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,19 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

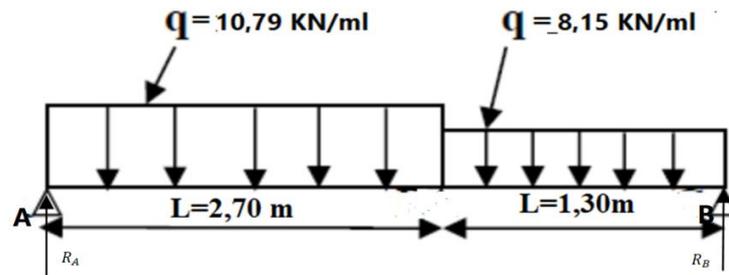


Figure IV.3.4 : Schéma descriptif 2

$$\frac{q_v - q_p}{q_p} \leq 10\% \Rightarrow 32,39\% > 10\% \text{ Condition non vérifié}$$

Les réactions :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 39,73 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B = 18,71 \text{ KKN}$$

$$R_A = 21,02 \text{ KN}$$

$$M_{sermax} = 20,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 17,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = 8,18 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre (en travée) :

$$M_t = 17,39 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$By^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$Y = 4,32 \text{ cm}$$

$$I = 11270,50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \square \text{ Condition vérifié}$$

Sur appui :

$$M_{aser} = 8,18 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$Y = 3,72 \text{ cm}$$

$$I = 8473,52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Vérification de la flèche selon le BAEL 91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{15}{400} = 0,038 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,003 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

Etude de la poutre palière :

On a :

$$L = 430 \text{ m}$$

$$d = 0,9h$$

selon le BAEL91, On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 28,67 \leq h \leq 43 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

selon le RPA99, version 2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \\ h > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

Calcul des charges :

$$\text{Poids propre de poutre : } 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,63$$

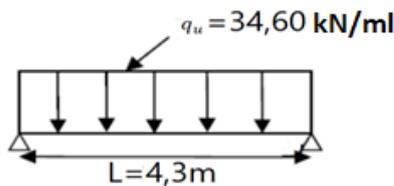
$$\text{Poids du mur : } 2,67 \times 1,4 = 3,74$$

$$\text{Réaction (coté palier) : } 26,75$$

$$G = 6,73 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + R_B = 1,35(6,73) + 26$$

$$q_u = 34,60 \text{ KN/ml}$$



Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,6 \times 4,3^2}{8} = 80 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85(81,70) = 68 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,4M_0 = 0,4(81,70) = 32 \text{ KN.m}$$

Calcul des Efforts tranchants :

$$T_U = \frac{q_u l}{2} = 74,39 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 68 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 0,9(35) = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,16 / \beta = 0,912$$

$$A_s = 6,80 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} \times \frac{1}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \text{ condition vérifié}$$

Le choix **3T12** (fil)+**3T14**(renf)

$$3,39 \text{ cm}^2 + 4,62 \text{ cm}^2 = 8,07 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_a = 32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,076 / \beta = 0,960$$

$$A_s = 3,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Le choix **3T12** (3,39 cm²)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_U = \frac{q_u l}{2} = 74,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{74,39 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,79 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \tau_u \leq 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage transversal :

Diamètre Φ_t :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{Lmin}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$\text{Zone nodale : } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } s_t = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq 0,42 \text{ cm}^2$$

On prend 4 Φ 6 (1,13 cm²)

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 2,63 + 3,74 + 18,71 = 25,08 \frac{KN}{Ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 57,97 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tser} = 0,85 \cdot 57,97 = 49,27 \text{ KN.m}$$

$$15y^2 + 120,15y - 3784,73 = 0$$

$$Y = 12,38 \text{ cm}$$

$$I = 62897,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times v}{I} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appui :

$$M_a = 0,4 \times 57,97 = 23,19 \text{ KN.m}$$

$$15y^2 + 50,85y - 1601,78 = 0$$

$$Y = 8,78 \text{ cm}$$

$$I=33017 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times v}{I} = 6,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \leq$ condition vérifié

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0,081 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow 0,057 \geq 0,057 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,008 < 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Deuxième cas : Au niveau du 1^{er} étage jusqu'au 6^{eme} étage :

Pour ce cas on change seulement les dimensions, mais le ferrailage reste le même.

. Dimensions des escaliers:

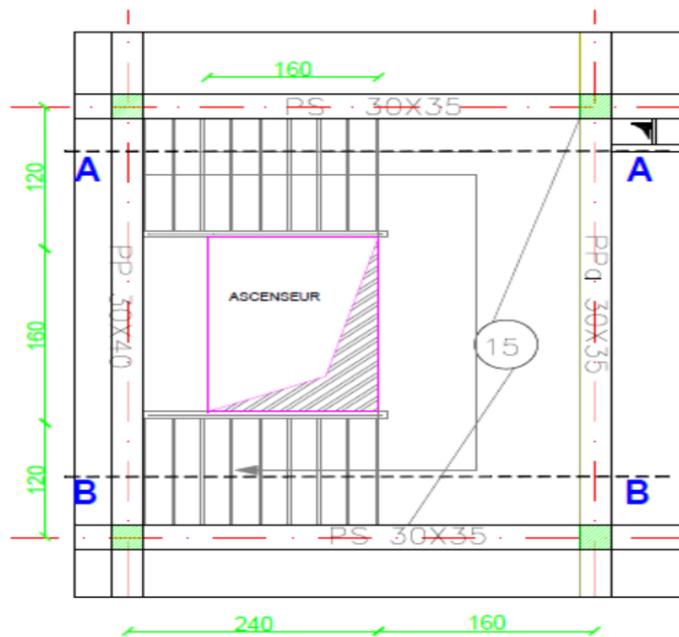


Figure IV.3.6 : Schéma d'un escalier

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

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

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 : $L = (n - 1) g$

Dimensionnement des marches et contre marches :

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

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

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

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

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

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

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

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{18}{30} = 0,57 ; \alpha = 30,96^\circ ; \cos\alpha = 0,86$$

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

$$\frac{L}{30 \cos\alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos\alpha}$$

$$4,3 \leq ev \leq 13,95$$

En prend l'épaisseur de la pailasse : $ev = 12$ cm

IV.3.3.3. Epaisseur de palier (ep):

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

On prend : $ep = 15$ cm

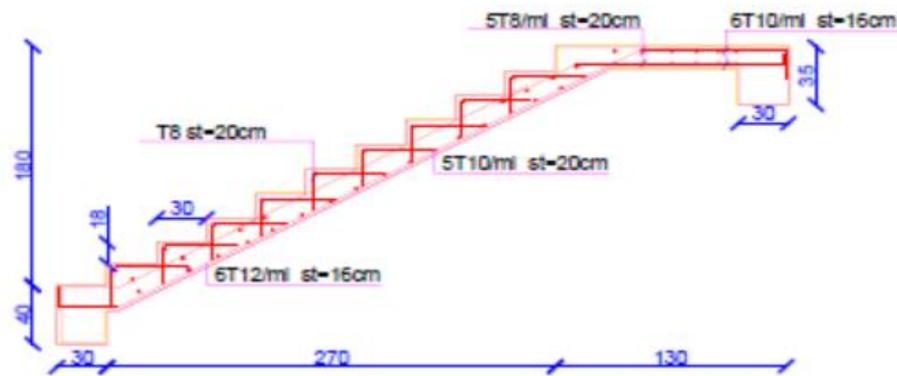
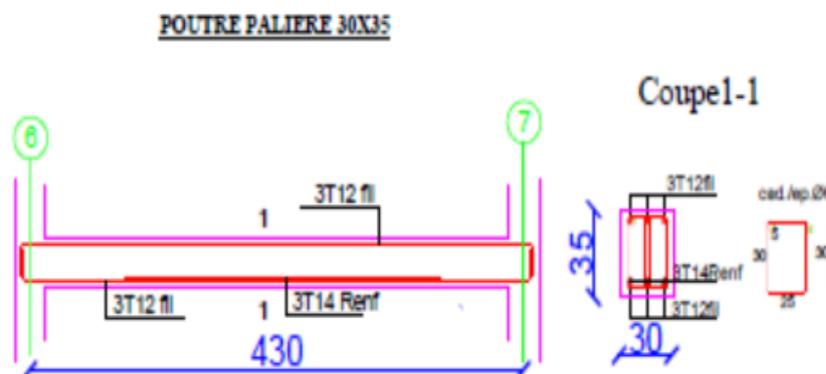


Figure IV.3.5 : Ferrailage d'escalier



IV.4. Ascenseur :

IV.4.1. Système d'entraînement (sans local des machines) :

Sans local des machines, technologie d'entraînement respectueuse de l'environnement. L'intégralité de l'entraînement se trouve dans la gaine, ce qui permet d'utiliser librement l'espace supplémentaire à des fins plus productives et d'installer une plus grande cabine dans un espace de gaine standard.

IV.4.2. Données principales :

Charge utile 450 - 1350 kg (6 - 18 personnes)

Course jusqu'à 75 m

Nombre de niveaux jusqu'à 24 niveaux

Vitesse 1,0 – 2,0 m/s

Chapitre V :

Etude sismique

V.1.Généralités :

Le mot séisme vient du grec qui signifie "secousse" et parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète, il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, on parle également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

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 et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2.Causes du séisme :

Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).

Actions de l'eau souterraine.

Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.4. Méthodes de calcul:

Selon l'article 4.1.1 du RPA.99 / (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectral

La vue en 3D des bâtiments à étudier sont représentées dans les figures V.1 et V.2

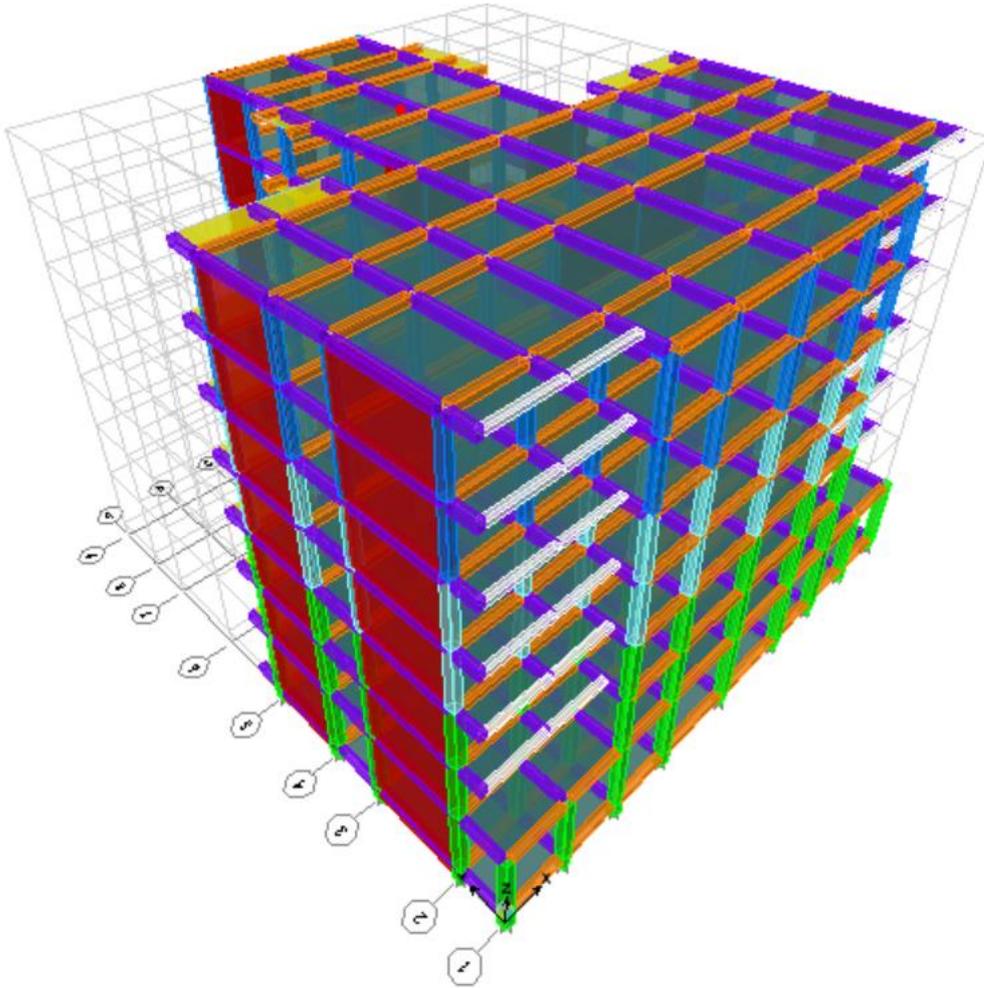


Figure V.1 : Modélisation de la structure en «3D »

V.4.1 Méthode statique équivalente:

V.4.1.1 Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1] :

Salon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction Sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans Les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique. Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette Méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{\text{tot}}$$

Avec:

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q: Facteur de qualité;

R: Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure.

Condition d'application: [RPA 99 (version 2003)/4.1.2] :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes:

• Régularité en plan: [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La Somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans Ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

• Zone I: Tous groupe.

• Zone IIa : Groupe d'usage 3.

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• Zone IIb et III groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

❖ Vu la configuration irrégulière de la structure, La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel «**Etabs 9.6**»)

V.4.2 Méthode dynamique:

a) Principe:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel Etabs 9.6 qui est un programme de calcul statique et dynamique des structures à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique.

Nous avons fait appel au logiciel «**Etabs 9.6**» pour déterminer:

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participations modales α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Les sollicitations internes (M, N, T)

V.5. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface d'**Etabs 9.6**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduction des propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I).
- Introduction des propriétés de chaque élément de la structure: la section et le matériau utilisé;
- Introduction des conditions aux limites ;

V.5.1 La disposition des voiles :

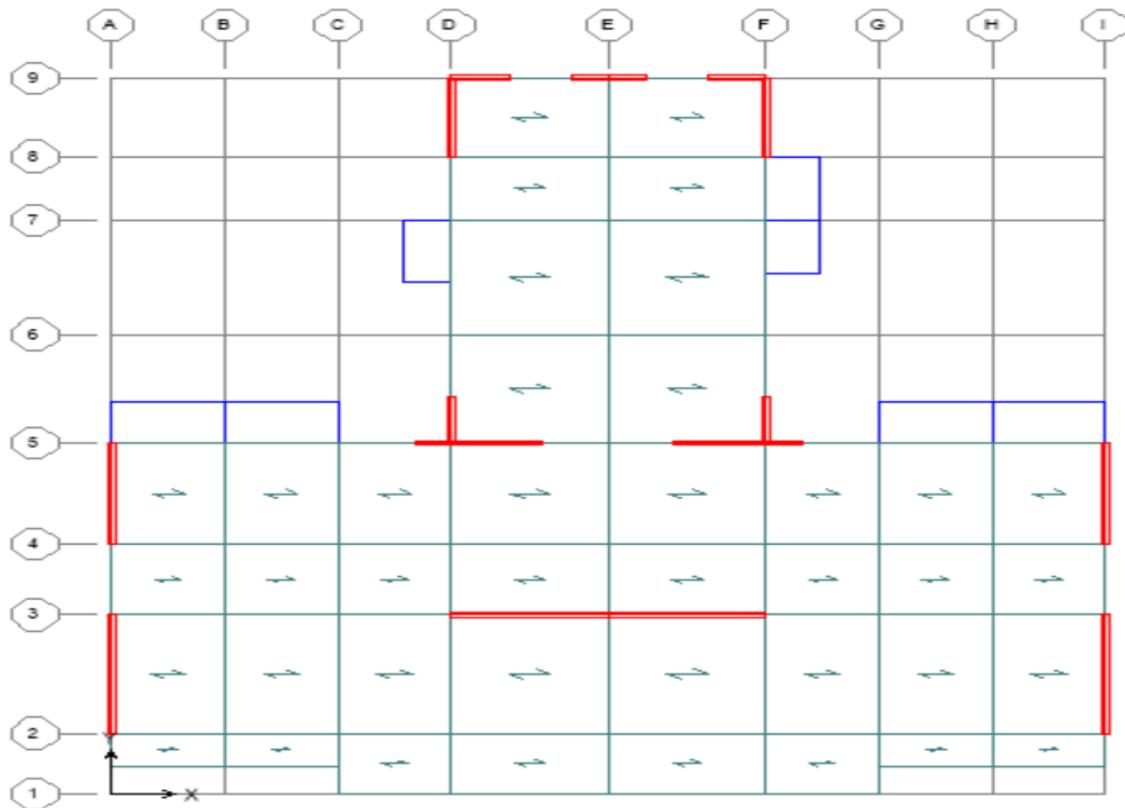


Figure V.2 : La disposition des voiles

V.5.2 Les résultats de l'analyse:

La période :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,447511	73,01	0,0215	0	73,01	0,0215	0
2	0,438552	0,0214	71,6862	0	73,0314	71,7077	0
3	0,360682	0,3628	0,0008	0	73,3942	71,7085	0
4	0,113248	18,1775	0,0002	0	91,5717	71,7087	0
5	0,103427	0,0003	19,2665	0	91,572	90,9752	0
6	0,086396	0,4621	0,0004	0	92,0341	90,9756	0
7	0,05301	5,0485	0	0	97,0826	90,9756	0
8	0,045961	0	5,9489	0	97,0826	96,9245	0
9	0,039099	0,0596	0,0003	0	97,1422	96,9248	0
10	0,033635	1,8491	0	0	98,9913	96,9248	0
11	0,028442	0	2,1025	0	98,9913	99,0273	0
12	0,02484	0,5366	0	0	99,5278	99,0273	0

Tableau V.1 : les résultats de l'analyse

Détermination des charges :

Pour notre cas, on a trois types :

- Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du vide sanitaire .
- Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
- Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

Détermination des combinaisons de charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$

• Détermination du spectre de réponse :

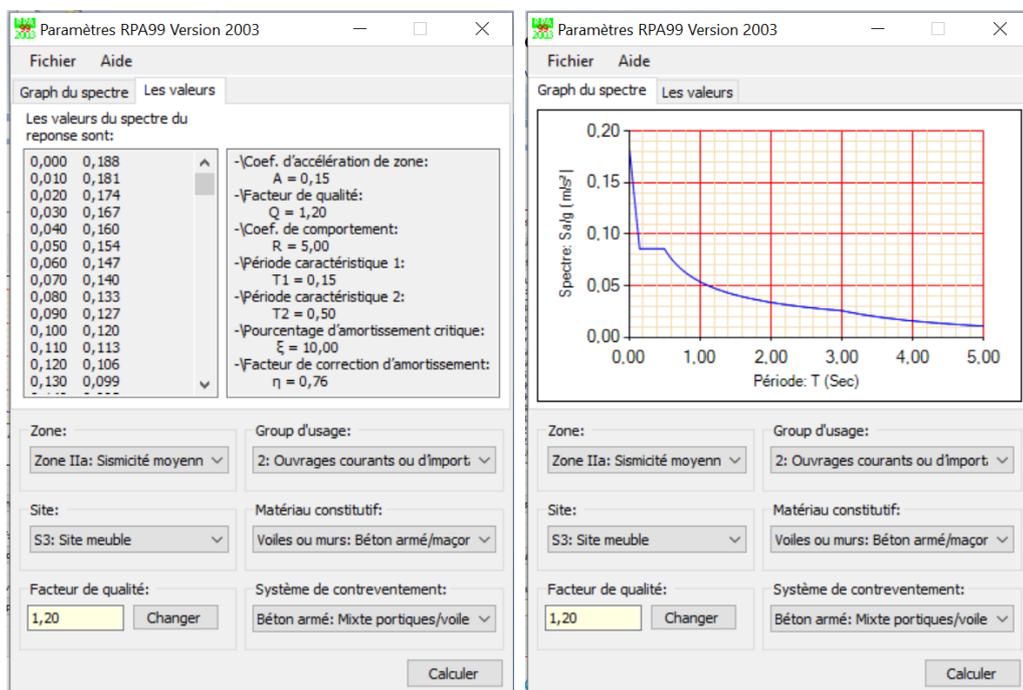


Figure V.3 : Le spectre de réponse

Zone : IIa

Groupe d'usage : 2

Sol D'assise : S3

Coefficient de qualité : 1.20

Coefficient de comportement : 5

Amortissement : **10 %**

V.6. Interprétation des résultats :

V.6.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs Modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées Par la méthode statique équivalente V .

V.6.1.1 Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux Directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{tot}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure ;

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D:

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

T₂: Période caractéristique associée à la catégorie du site.

Site meuble (S₃) → T₂ = 0,50 S

$T_x = T_{xst} = 0,39 \text{ S}$

$T_y = T_{yst} = 0,38 \text{ S}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Breton armé	Acier	Bétonarmé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 10 \%$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA.99, version 2003.

Période statique :

1^{er} formule : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$

2^{eme} formule : $T = 0,009 h_n / \sqrt{D}$

C_T=	0,05
h_n=	28,05m

D_X=	28,2m
D_Y=	21,5m

$T_x = 0,39 \text{ s}$

$T_y = 0,38 \text{ s}$

Donc :

$$T_{Xst} = \min(T, T_x)$$

$$T_{yst} = \min(T, T_y)$$

$$T_{Xst} = 0,38 \text{ s}$$

$$T_{yst} = 0,39 \text{ s}$$

Période dynamique :

$$T_{Xdyn} = 0,44 \text{ s}$$

$$T_{Ydyn} = 0,43 \text{ s}$$

$$D = 1,9$$

Coefficient d'accélération de zone A :

Grouped'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0, 15	0, 25	0, 30	0, 40
1B	0, 12	0, 20	0, 25	0, 30
2	0, 10	0, 15	0, 20	0, 25
3	0, 07	0, 10	0, 14	0, 18

- Zone IIa

- Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne), A = 0.15

Coefficient de comportement R :

Contreventement mixte (portiques / voiles) => R = 5 [RPA99 (version2003)/tableau 4]

Facteur de qualité Q :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-Redondance en plan.

3-Régularité en élévation.

4-Régularité en plan

5-Contrôle de qualité de matériaux.

6-Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1,20.$$

$$Q = Qx = Qy = 1.20 \Rightarrow Vx = Vy = V$$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum WGi + \beta \sum WQi$$

[RPA99version2003/formule 4.5]

Avec : WGi : Poids du aux charges permanentes ;

WQi: Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum WGi$:Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

Sens X Pq	SensY Pq
0.05	0.05
0.05	0.05
0	0
0.05	0.05
0.05	0.05
0	0
Qx	Qy
1.2	1.2

Pq	
Observé	N/observé
0	0.05
0	0.05
0	0.05
0	0.05
0	0.05
0	0.1

$\sum WQi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs 9.6 $W = 46765,96$ KN

	Sens xx :	Sens yy :
D	1.91	1.91
A	0.15	0.15
Q	1.2	1.2
R	5	5
W	46765.96	46765.96

Donc :

$V_{xst} = 3215,63$ KN

$V_{yst} = 3215,63$ KN

V.6.1.2 La Résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$V_{xdyn} = 3286,31$ KN

$V_{ydyn} = 3263,98$ KN

On doit vérifier: $V_{dyn} > 80\% V_{st}$

$V_{xdyn} = 3286,31$ KN $> V_{xst} = 2572,5$ KN Condition vérifiée

$V_{ydyn} = 3263,98$ KN $> V_{yst} = 2572,5$ KN Condition vérifiée

V.6.2 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

On doit vérifier aussi que la période T_{dyn} ne doit pas être supérieur a la majoration de 30 % de la période statique fondamentale « T_{st} »

$T_{dyn} < 30\% T_{st}$

$T_{xdyn} = 0,44$ s $< T_{xst} = 0,50$ MPa → condition vérifiée

$T_{ydyn} = 0,43$ s $< T_{yst} = 0,49$ MPa → condition vérifiée

V.6.3 Les coefficients de participation modale :

On doit vérifier $\sum \alpha_l \geq 90\%$

• sens longitudinal :

$\sum \alpha_x = 91,57\%$ $> 90\%$ condition vérifiée

• sens transversal :

$\sum \alpha_y = 90,975\%$ $> 90\%$ condition vérifiée

V.6.4. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

V.6.5. Calcul et vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R: coefficient de comportement ; R= 5. H =3,06 δ_k : Déplacement du aux forces sismiques Fi (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Story	Sens X					Sens Y				
	dek	R	d k	D X	01% Hauteur	dek	R	d k	D Y	01% Hauteur
E6	0,0056	5	0,028	0,0045	0,0306	0,0093	5	0,0465	0,0075	0,0306
E5	0,0047	5	0,0235	0,0045	0,0306	0,0078	5	0,039	0,008	0,0306
E4	0,0038	5	0,019	0,0045	0,0306	0,0062	5	0,031	0,008	0,0306
E3	0,0029	5	0,0145	0,005	0,0306	0,0046	5	0,023	0,0075	0,0306
E2	0,0019	5	0,0095	0,004	0,0306	0,0031	5	0,0155	0,007	0,0306
E1	0,0011	5	0,0055	0,0035	0,0306	0,0017	5	0,0085	0,0055	0,0306
RDC	0,0004	5	0,002	0,002	0,0306	0,0006	5	0,003	0,003	0,0306

Tableau V.2 : Déplacements relatifs aux différents niveaux sens longitudinal et transversal

Les déplacements relatifs ne dépassent pas 1,0% de la hauteur d'étage : .donc la condition est vérifiée, selon le critère de justification de sécurité de l'article 5.10 du RPA99/V2003

V.5.6. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2eme ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Pk : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au-dessus niveau "K".

VK: effort tranchant d'étage au niveau "K".

ΔK : déplacement relatif du niveau " k"

hK: hauteur de l'étage "K".

Si: $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur: $1/(1-\theta_K)$

Si $\theta_K > 0.20$. La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

Story	Sens X					Sens Y					< 0,1
	Pk	Δk	Vk	hk	θk	Pk	Δk	Vk	hk	θk	
E6	5633,53	0,0045	781,75	3,06	0,0105975	5633,53	0,004	810,75	3,06	0,0090831	
E5	11145,77	0,0045	1357,8	3,06	0,0120716	11145,77	0,004	1402,22	3,06	0,0103904	
E4	16810,05	0,0045	1797,11	3,06	0,0137558	16810,05	0,004	1870,72	3,06	0,0117462	
E3	22474,33	0,005	2145,13	3,06	0,0171191	22474,33	0,004	2238,93	3,06	0,0131215	
E2	28310,92	0,004	2422,53	3,06	0,0152765	28310,92	0,004	2516,76	3,06	0,0147045	
E1	34146,01	0,0035	2630,12	3,06	0,0148495	34146,01	0,004	2710,8	3,06	0,0164657	
RDC	40286,66	0,002	2761,78	3,06	0,0095341	40286,66	0,004	2827,9	3,06	0,0186224	

Tableau V. 3 : Effet P- Δ dans les deux sens

$\theta k < 0,1$ Donc l'effet **P- Δ** est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V.5.7. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :

Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
D1	13.661	11.408		
D2	13.658	11.473	13.612	11.641
D3	13.655	11.625	13.62	10.688
D4	13.654	11.637	13.628	10.584
D5	13.626	11.614	13.634	10.707
D6	13.626	11.622	13.638	10.896
D7	13.618	11.548	13.641	11.092
D8	13.611	11.356	13.64	11.248

Tableau V.4 : Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion

Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

L'excentricité accidentelle : Fixée par le RPA 99/Version 2003 à :5% L

Sens X $e_x = 0,05 L_x$

Sens Y $e_y = 0,05 L_y$

Diaphragm	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle			
	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$e_x - 0,05 L_x$	$e_x + 0,05 L_x$	$e_y - 0,05 L_y$	$e_y + 0,05 L_y$
D1	0.046	-0.168	-1.3315	1.4235	-1.60355	1.2675
D2	0.035	0.937	-1.3425	1.4125	-0.4985	2.3725
D3	0.026	1.053	-1.3515	1.4035	-0.3825	2.4885
D4	-0.008	0.907	-1.3855	1.3695	-0.5285	2.3425
D5	-0.012	0.726	-1.3895	1.3655	-0.7095	2.1615
D6	-0.023	0.456	-1.4005	1.3545	-0.9795	1.8915
D7	-0.029	0.108	-1.4065	1.3485	-1.3275	1.5435

Tableau V.5 : Excentricité théorique et accidentelle.

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

VI. 1. Ferraillage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2eme genre

- Sollicitation du 1er genre : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2eme genre : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2}

Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour la situation accidentelle :

$$(\gamma_s) = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$(\gamma_b = 1,15) \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

Pour la situation normale ou durable :

$$(\gamma_s = 1,15) \Rightarrow (\sigma_s = 384 \text{ MPa})$$

$$(\gamma_b = 1,5) \Rightarrow (\sigma_b = 14,17 \text{ MPa})$$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% (bxh)$

- Section d'armature maximale: $A_{max1} = 4\% (bxh)$ (Zone courante)

$A_{max2} = 6\% (bxh)$ (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1er et 2eme genre sont résumées dans le tableau global à la fin.

VI. 1.1.Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

(RDC au 5^{eme} étage):

VI. 1.1.1.Poutres principales de rive (30x40) cm² :

Les moments sont M_{sp2} et M_{sp1} tirés à partir du logiciel ETABS.

En travée :

$$(Sp1) \Rightarrow M_{tsp1} = 51,17 \text{ KN.m}$$

$$Sp2) \Rightarrow M_{tsp2} = 85,72 \text{ KN.m}$$

$M_{tsp1} / M_{tsp2} = 0,60 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp2)

Données :

Largeur de la poutre $b = 30$ cm.

Hauteur de la poutre $h_t = 40$ cm.

Hauteur utile $d = 0,9 \times h_t = 36$ cm

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{85,72 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s x = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 7,26 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14+3T12 soit 8p1cm²

En appuis :

$$(Sp1) \Rightarrow M_{asp1} = 64,5 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) \Rightarrow M_{asp2} = 101,31 \text{ KN.m}$$

$M_{asp1} / M_{asp2} = 0,64 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp2)

Données :

Largeur de la poutre $b = 30$ cm.

Hauteur de la poutre $h_t = 40$ cm.

Hauteur utile $d = 0,9 \times h_t = 36$ cm

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{asp2}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{101,31 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,14 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s x = 8,74 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** soit 8p1 cm²

VI. 1.1.2. Poutre principale intermédiaire (30x40) cm² :
Armatures longitudinales

En travée :

$$(Sp1) \Rightarrow M_{tsp1} = 45,24 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) \Rightarrow M_{tsp2} = 36,97 \text{ KN.m}$$

$M_{tsp1} / M_{tsp2} = 1,22 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp1)

Données :

Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la poutre $h_t = 40 \text{ cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{45,24 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12+1T12** soit **4,52 cm²**

En appuis :

$$(Sp1) \Rightarrow M_{asp1} = 89,38 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) \Rightarrow M_{asp2} = 83,9 \text{ KN.m}$$

$M_{asp1} / M_{asp2} = 1,06 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp2)

Données :

Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la poutre $h_t = 40 \text{ cm}$.

Hauteur utile $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{asp2}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{83,9 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$A_{sx} = 7,6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** soit **8,01 cm²**

Poutre		sur/en	Msp1 (KN.m)	Msp2 (KN.m)	M choi (KN.m)	As cal (cm ²)	A adopté	A adopté (cm ²)		As min (cm ²)
PP	Int	appui	64,5	101,31	101,31	8,74	3T14+3T14	9,24	17,25	6
		travée	51,17	85,72	85,72	7,26	3T14+3T12	8,01		
	Riv	appui	89,38	83,9	89,38	7,6	3T14+3T12	8,01	12,53	6
		travée	45,24	36,97	45,24	3,67	3T12+1T12	4,52		
PS	Riv	appui	32,48	37,79	37,79	3,56	3T12+1T12	4,52	7,91	5,25
		travée	13,59	19,06	19,06	1,75	3T12	3,39		
	Int	appui	24,51	45,7	45,7	4,36	3T12+1T12	4,52	9,04	5,25
		travée	14,37	37,99	37,99	3,58	3T12+1T12	4,52		

Tableau VI. 1:Récapitulation du ferrailage des poutres (principales + secondaires)

VI. 1.2.Vérifications:

VI. 1.2.1.Poutres principales (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft^{28}/f_e = 0,23x30x36x2,1/400 = 1,3041 \text{ cm}^2$$

A adoptée > Amin.....Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 100,42x10 / (30x36) = 0,929 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min (0,2 f_c^{28} ; 5\text{MPa}) = 5\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,929 \text{ Mpa} < \tau_u^{\text{max}} = 1,666 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI. 1.2.2.Calcul les armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ; \Phi_l = 12 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 11,428 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) \implies St \leq 25\text{cm}$$

Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

VI. 1.2.3. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

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 :

$$r_1 = 6,6 \text{ cm ; } \Phi = 12$$

$$r_2 = 7,7 \text{ cm ; } \Phi = 14$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r)$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi L = 1,4 \text{ cm ; } L_2 = 18,3 \text{ cm ; } L_1 = 7,60 \text{ cm}$$

$$\phi L = 1,2 \text{ cm ; } L_2 = 20,4 \text{ cm ; } L_1 = 7,76 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Iia

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 37,16 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 17,25 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 258,75y - 9315 = 0$$

$$Y_1 = -34.99526024 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17.74526024 \text{ cm}$$

$$y = 17.74526 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3 / 3 + n.A (d-y)^2 = 142103.4979 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.Y/I = 4.640377474 \text{ MPa}$$

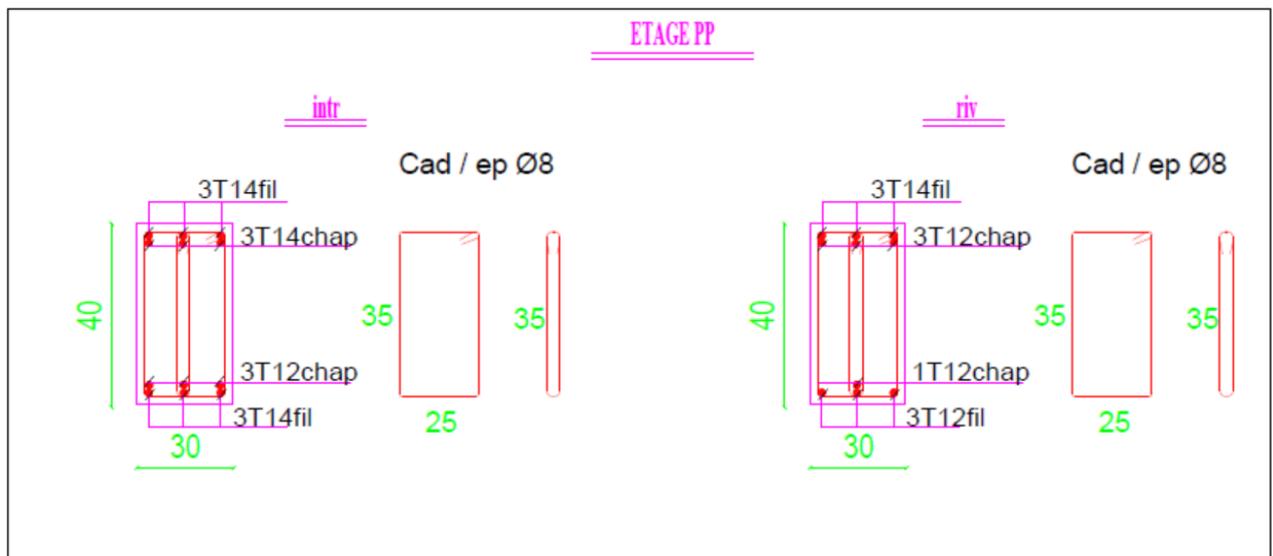
$$\sigma_{bc} = 4,64 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{lim}} \text{ Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages est regroupe dans le tableaux suivant :

La terrasse :

Poutre		sur/en	Msp1 (KN.m)	Msp2 (KN.m)	M choi (KN.m)	As cal (cm ²)	A adopté	A adopté (cm ²)	As min (cm ²)	
PP	Int	appui	57,55	96,44	96,44	8,27	3T14+3T14	9,24	17,25	6
		travée	56,36	83,18	83,18	7,02	3T14+3T12	8,01		
	Riv	appui	93,9	82,87	93,9	8,03	3T14+3T14	9,24	13,76	6
		travée	51,96	38,31	51,96	4,24	3T12+1T12	4,52		
PS	Riv	appui	33,82	50,79	50,79	4,14	3T12+1T12	4,52	7,91	5,25
		travée	18,19	25,82	25,82	2,05	3T12	3,39		
	Int	appui	18,91	42,55	42,55	3,44	3T12+1T12	4,52	7,91	5,25
		travée	11,86	31,09	31,09	2,49	3T12	3,39		

Tableau VI. 2: Récapitulation du ferrailage des poutres (principales + secondaires)



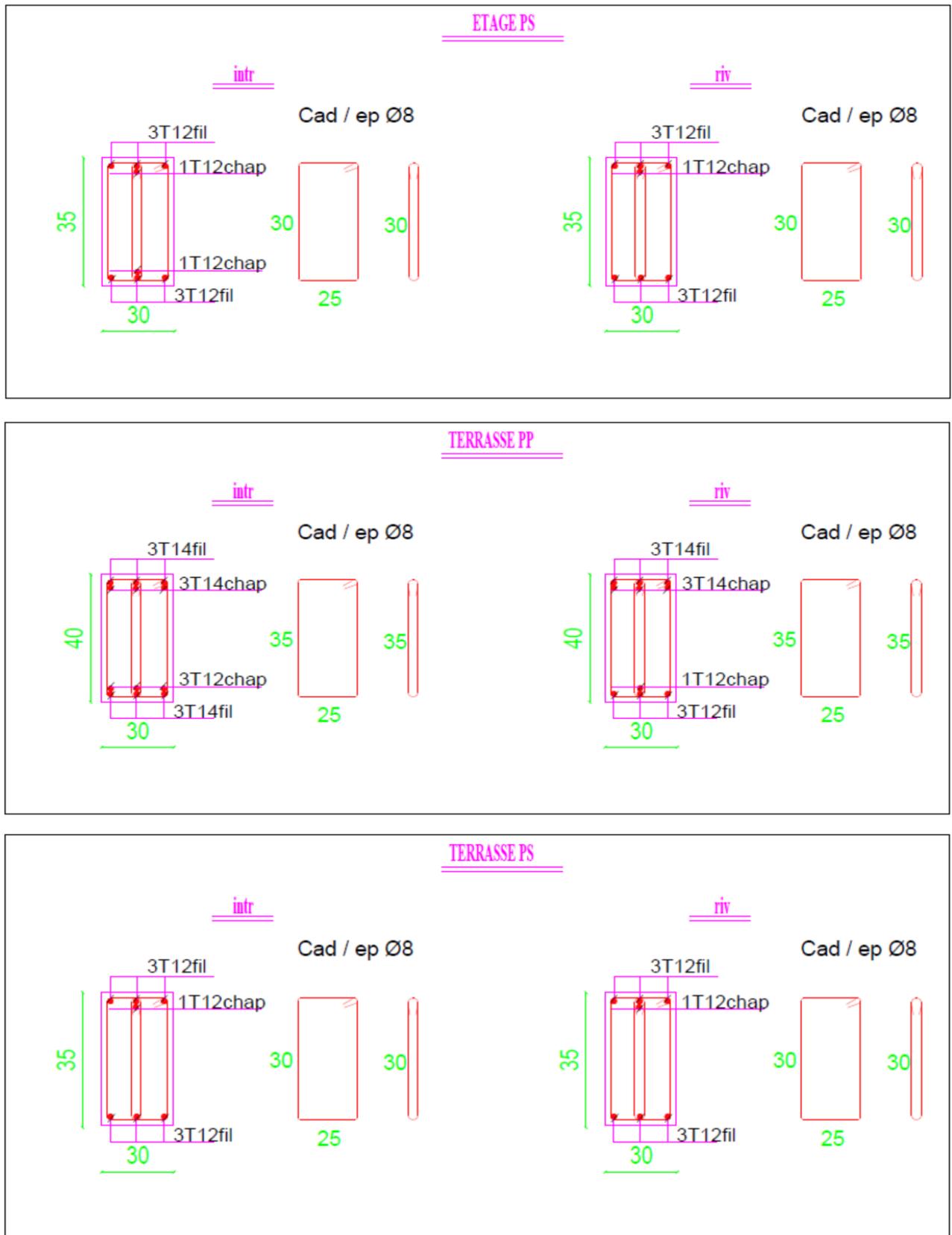


Figure.VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

2. Ferraillage des poteaux :

a. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned}
 \text{Premier genre: } 1,35G + 1,5Q &\Rightarrow \begin{cases} N_{\max}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A1 \\ N_{\min}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A2 \\ M_{\max}; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A3 \end{cases} \\
 \text{Deuxième genre: } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} N_{\max}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A4 \\ N_{\min}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A5 \\ M_{\max}; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

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 :

$$(\gamma_s = 1,15) \Rightarrow (\sigma_s = 348 \text{ Mpa}).$$

$$(\gamma_b = 1,5) \Rightarrow (\sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}).$$

b. Ferraillage exigé par R.P.A 99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets Le

pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa) Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de 12 mm La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodal

	$A_{\min} = 0,8 \% X_s$	$A_{\max 1} = 4 \% X_s$	$A_{\max 2} = 6 \% X_s$
$(45 \times 45) \text{ cm}^2$	16,2	81,00	121,50
$(40 \times 40) \text{ cm}^2$	12,8	64,00	96,00
$(35 \times 35) \text{ cm}^2$	9,8	49,00	73,50

2.1. Exemple de calcul :

2.1.1 Les sollicitations défavorables du premier genre : Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables (l'unité est en KN.m) :

b x h	1 ^{er} cas Effort de Compression			2 ^{ème} cas Effort de traction			3 ^{ème} cas Moment max		
	N _{max}	M _{corr}	As1	N _{min}	M _{corr}	As2	M _{max}	N _{corr}	As3
[cm ²]	[KN]	[KN.m]	[cm ²]	[KN]	[KN.m]	[cm ²]	[KN.m]	[KN]	[cm ²]
P1 (45x45)	1565,75	0,57	0	34,27	9,97	1,21	36,29	726,36	0
le centre de pression	e= 0,000364043 m Mu= 282,405 KN.m			e= 0,290925007 m Mu= 16,1386 KN.m			e= 0,0499615 m Mu= 167,0348 KN.m		
la section est surabondante	1565,75 < 2323,6875		CV	34,27 < 2323,6875		CV	726,36 < 2323,688		CV
	282,405 < 436,46466		CV	16,1386 < 13,7846585		C non V	167,0348 < 251,6368		CV

Tableau VI. 3: Sollicitations du premier genre

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est en KN.m

b x h	1 ^{er} cas Effort de			2 ^{ème} cas Effort de traction			3 ^{ème} cas Moment		
	N _{max}	M _{corr}	As4	N _{min}	M _{corr}	As5	M _{max}	N _{corr}	As6
[cm ²]	[KN]	[KN.m]	[cm ²]	[KN]	[KN.m]	[cm ²]	[KN.m]	[KN]	[cm ²]
P1 (45x45)	1156,34	17,01	0	2,24	2,49	0,21	62,07	453,12	0
le centre de pression	e= 0,014710206 m Mu= 225,1512 KN.m			e= 1,111607143 m Mu= 2,8932 KN.m			e= 0,1369836 m Mu= 143,6316 KN.m		
la section est surabondante	1156,34 < 2323,6875		CV	2,24 < 2323,6875		CV	453,12 < 2323,688		CV
	225,1512 < 360,50895		CV	2,8932 < 0,90679544		C non V	143,6316 < 166,9594		CV

Tableau VI. 4: Sollicitations du deuxième genre.

2.1.2 exemple de calcul :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Poteaux RDC (45x45) cm²:

La section des armatures :

zone	b x h (cm ²)	As (calculé)	As TOT (min)	Adopter	As
0,8	2025	22,55	16,20	4T20+4T6	20,61
Ferr adopté	4T20+4T16				

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$T_{max} = 54,04 \text{ KN}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 0.296515775 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u^{\text{admissible}} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 1.083333333 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.296515775 \text{ Mpa} < \tau_u^{\text{admissible}} = 1.083333333 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 14 / 3$$

$$\Phi_t = 4,6 \text{ mm}$$

On adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

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 :

-En zone nodale : S_t ≤ min (10 ØL ; 15cm) Soit **S_t = 10 cm.**

-En zone courante : S_t ≤ 15 ØL Soit **S_t = 15 cm.**

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b \text{ Avec:}$$

L_f: Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 5,6$$

$$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$$A_t = 3.7125 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,6 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0.55\%$$

$$A_t = 3,7125 \text{ cm}^2$$

On adopte aux poteaux de RDC : $S = 4,02 \text{ cm}^2$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u; 0.4 \text{ MPa})$$

$$1,40 > 0,4 \text{ Condition vérifié}$$

Détermination de la zone nodale :

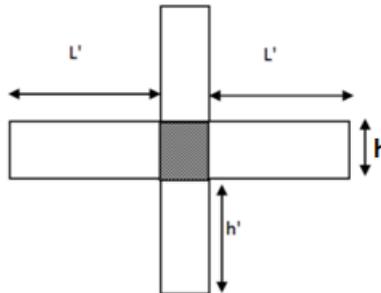


Figure VI.2: Zone nodal

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) \quad L' = 2.h$$

$$h' = 80 \text{ cm}$$

$$L' = 90 \text{ cm}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'éviter l'éclatement de 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 :

Les Types	Niveaux	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
(45 x 45)	Du R.D.C jusqu'au 2éme étage	16,2	4T20+4T16 20,61
(40 x 40)	Du 3éme étage jusqu'au 4éme étage	12,8	4T16+4T14 14,2
(35 x 35)	Du 5éme étage jusqu'au la terrasse	9,8	4T14+4T12 10,68

Tableau VI. 5: Ferraillage des poteaux.

Ferraillage des poteaux

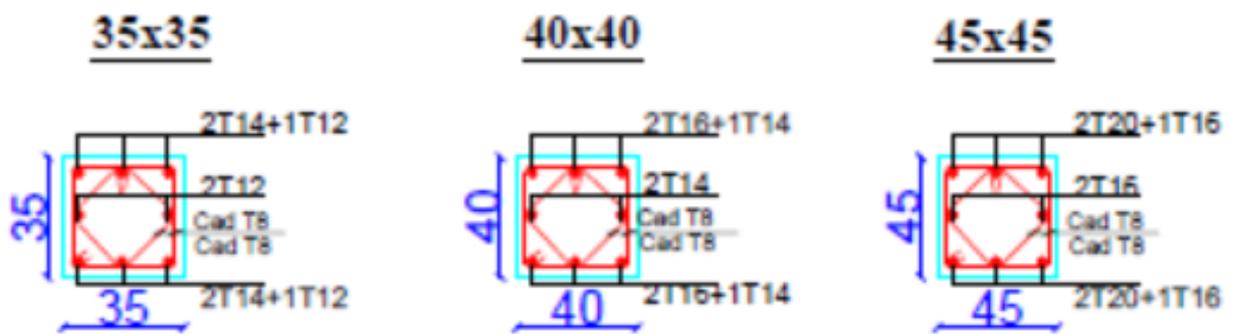


Figure VI. 3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre VII :

Ferraillage des voiles

VII.1 Introduction:

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

VII.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction 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 déplacements. 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 de (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement 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.

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
- **V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée
- **I** : moment d'inertie

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 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- **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 : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, 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 verticales :

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 dans la section du voile 0,15%

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 couture :

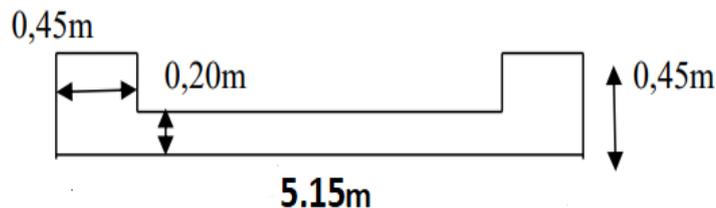
L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

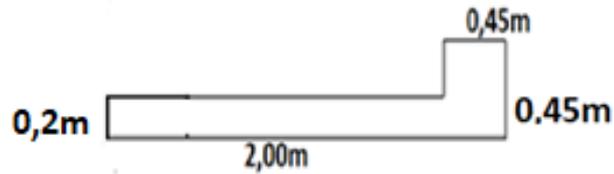
: Effort tranchant calculé au niveau considéré. V_u

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

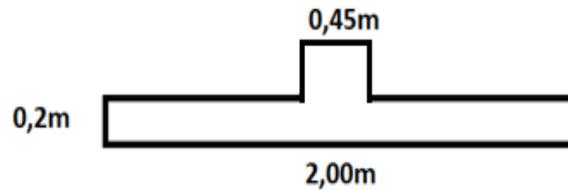
Les types de voiles :



Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

Figure VII.1:Schéma du Type de voiles

VII.4. Ferrailage des voiles :

/	V1	V2	V3
Nt(KN): effort normal	1081.47	841.67	769.97
M(KN.m) : moment fléchissant	3.52	3.24	4.36
A (m²): section du voile	1.255	0.518	0.453
I (m⁴) : moment d'inertie.	3.5229	0.195	0.134
V (m): distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée	2.35	1.28	1
L(m): la longueur de voile	4.7	2	2
e (m): épaisseur de voile	0.2	0.2	0.2

Tableau VII.1 : les résultats de calcul

VII.4.1. Détermination des contraintes :

σ1 (KN/m²)	864.0771492	1646.113252	1732.250338
σ2 (KN/m²)	859.3810182	1603.577868	1667.175711

Tableau VII.2 : les contraintes de voile

VII.4.2. Calcul des armatures verticales :

	entièrement comprimée	entièrement comprimée	entièrement comprimée
Amin (cm ² /ml): Section minimale	3	3	3
As Total	3	3	3
Ferrailage Adopte	5T12/ml	5T12/ml	5T12/ml
Section (cm²)	5.65	5.65	5.65

Tableau VII.3 : les résultats de ferrailage

VII.4.3. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 p.m= 5.65 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.

VII.4.4. calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ8** par m².

VII.5. Vérification à l'ELS :

VII.5.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 99/2003 : Tcal=1.27KN

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,0001308 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,0001308 \text{ MPa} \quad \overline{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile : (à l'ELU) :

Selon le BAEL 91, On a:

L'effort normal ultime N_u est donné comme suit :

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

On appelle élancement λ, le rapport :

L'élancement λ :

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

L_f La longueur de flambement :

$$L_f = \begin{cases} 0,8 \times L_0 & \text{pour un voile intermédiaire} \\ 0,85 \times L_0 & \text{pour un voile de rive} \end{cases}$$

b : On adopte une bande de à l'extrémité du voile (la zone la plus sollicitée)

$$b \leq \max \left\{ \frac{h_e}{2}; 2L/3 \right\}$$

$$b \leq \max \{180; 313\}$$

b=160 cm

i le rayon de giration :

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

B : aire de la section de béton :

I : moment d'inertie de la section :

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

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 : \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Pour une section rectangulaire ($a \times b$), une aire réduite vaut :

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

L0	3.2m
Lf	2.72m
b	1.6m
I	0.00106667m ⁴
i	0.057735m
λ	47.111782 $\lambda < 50$
α	0.6239125
Br	0.846m ²

As	0cm ²
Fc28	25Mpa
fe	400Mpa
γ_b	1.5
γ_s	1.15
σ_1	231.76723KN/m ²
σ_2	230.76663KN/m ²

Tableau VII.3 : les donnes de calculs

$$M_{ser} = 0.75 \text{ KN.m}$$

$N_{ser}=290.24\text{KN}$

$N_{ultim}=9774.6285\text{ KN}$

$N_u=1081.47\text{ KN} < N_{ultim}=9774.63\text{KN}.....$ Condition Vérifiée

Pas de risque d'instabilité vis-à-vis du flambement

Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que:

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0,6 \cdot f_{c28}$$

$\sigma=0.23177\text{ Mpa} < 0,6f_{c28}=15\text{Mpa}$ condition vérifié

VIII.6. Disposition des armatures :

VII.6.1. Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Selon le RPA 99/version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min(1,5a ; 30\text{ cm}) \Rightarrow (S \leq \min(1,5 \times 30 ; 30\text{ cm}))$$

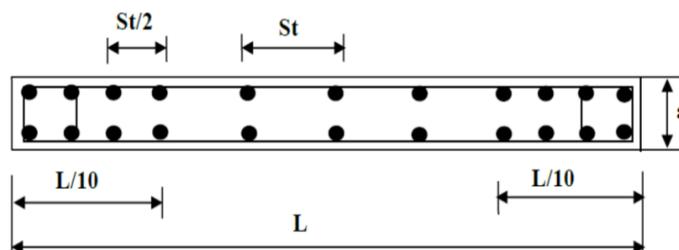
On à $St < 30\text{ cm} \rightarrow St/2 = 15\text{ cm} < 20\text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

St=10 cm

On adopte:

St=20 cm → Pour la partie courante

St=10 cm → Pour la partie d'about



VII.6.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min (1.5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.6.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

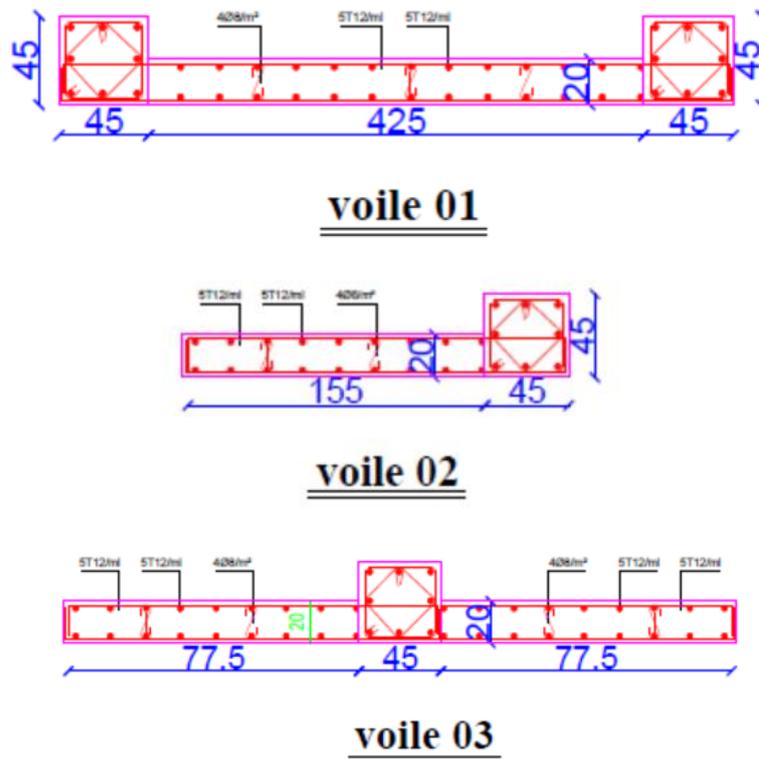


Figure.VIII.2 : Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VIII :

Etude De l'Infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de 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. Notre terrain à une contrainte admissible de 2 bar

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- 1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$
- 2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VIII.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :Radier général.

VIII.2.1. Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

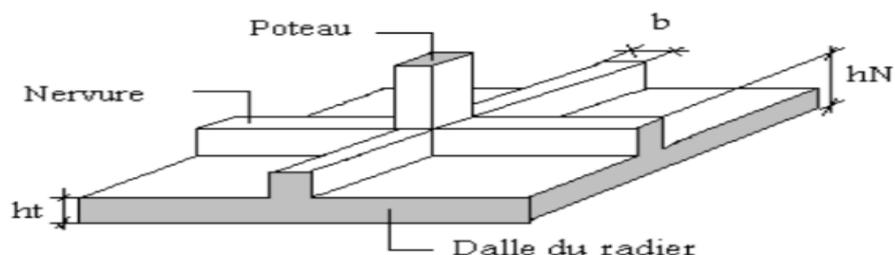


Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier.

VIII.2.2. Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure)

VIII.2.3. Pré dimensionnement du radier :

Combinaison d'actions :

$$E.L.U : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 70473,153 \text{ KN.}$$

$$E.L.S : N_{ser} = G_T + Q_T = 51484,01 \text{ KN.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N = N_{ser} = 51484,01 \text{ t}$$

$$S \geq N / \bar{\sigma}_{sol} = 51484,01 / 20 = 2574,2 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de $D = 60 \text{ cm}$ de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 549,47 \text{ m}^2$

Condition de cisaillement :

$$L/25 \leq d \leq L/20$$

$$L = 4,7 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0,188 \text{ m} \leq d \leq 0,235 \text{ m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} d = 0,25 \text{ m} \\ ht = d + c = 0,25 + 0,05 = 0,30 \text{ m} \end{cases}$$

Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$$Q_u = N_u / S = 113,073 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

$$e \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b}$$

L: longueur maximale d'une bande de 1,00 m

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

$$Vu = 265.722 \text{ KN}$$

$$d \geq Vu / 0,06 f_c 28.b = 0.18 \text{ m}$$

Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une épaisseur totale de la dalle du radier égale à 30 cm, $ht = 30 \text{ cm}$

Détermination de la hauteur de la poutre 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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6$$

$$0,52 \text{ m} \leq h \leq 0,78 \text{ m}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

L: La portée maximale d'une poutre de libage, $L = 4,70 \text{ m}$

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\text{Poids du radier + libage : } p_{r+L} = 6090,91 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du Remblai : } P_{\text{remblai}} = 667,05 \text{ KN} \quad S_{\text{radier}} = 411,76 \text{ m}^2$$

La charge totale est de : $N = 58241,971 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{\sum N_{\text{ser}} + P_{\text{rad}} + P_{\text{libage}}}{S}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 93,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.93 \text{ bar} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bar}$$

Donc:

$\sigma_{\text{sol}} < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$ Condition vérifiée

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{Kb}}$$

Avec:

$$I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,0114 \text{ m}^4$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 0,40 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 5000 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = 5.21 \text{ m}$$

$L_{\text{max}} = 4.25 \text{ m} < \pi.L_e/2 = 8.18$ Condition vérifiée la poutre libage est rigide.

L max : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{rad} = \gamma_{ba} \times ht = 7.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = \sigma - \sigma_{rad} = 85.95 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 84.88 \text{ KN/m}^2$$

VIII.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.1. Méthode de calcul:

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité(1ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu x \times q \times lx^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu y \times Mx$

Tel que :

μx et μy : sont des coefficients fonction de α et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

⋮

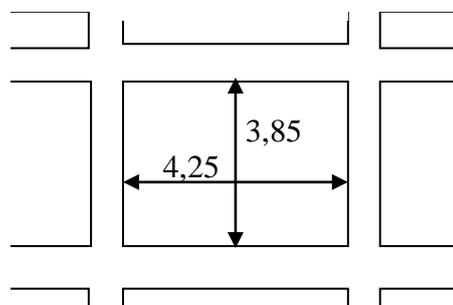


Figure. VIII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable.

VIII.3.2. Evaluation des charges :

$$q_u = N_u / S_r = 113.07 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = N_{se} / S_r = 82.61 \text{ KN/m}^2$$

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / l_y = 3.85 / 4.25 = 0.90$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0456 \text{ et } \mu_y = 0.8036$$

$\alpha = 0.91$ les deux directions L_x et L_y .

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 76.43 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y q_u L_y^2 = 61.42 \text{ kN.m/ml}$$

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 57.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.056 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 5.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12/ml**, $A = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 15 \text{ cm}$

Sens y:

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 46.06 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.045 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0.977$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 4.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12/ml**, $A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 20 \text{ cm}$

Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.4 M_{0x} = 38.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.037 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 3.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12/ml**, $A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.4. Ferrailage des poutres libage :

Le rapport $\alpha=L_X/L_Y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens Longitudinal(x) :

Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la dalle.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{X_1}^2}{3.L_{Y_1}^2} \right) . L_{X_1} + \left(1 - \frac{L_{X_2}^2}{3.L_{Y_1}^2} \right) . L_{X_2} \right]$$

$$L_{X1}=L_{X2}=3,85$$

$$Q' = 240.39 \text{ KN}$$

$$M_0 = Q' \cdot L^2 / 8 = 542.75 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 461.34 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 22.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 4T14 + 2 \times 4T16 \text{ A} = 22,24 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis Intermédiaire :

$$M_{ai} = 0.4 \times M_0 = 217,10 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_{s \text{ in}} = 9.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 4T12 + 2T12 \text{ A} = 11,31 \text{ cm}^2$$

Appuis rive :

$$M_{ri} = 0.3 \times M_0 = 162.82 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_{s \text{ ri}} = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 4T12 \text{ A} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Sens transversal(y) :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments : $Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$

$$Q' = 220.6 \text{ KN}$$

$$M_0 = Q' \cdot L^2 / 8 = 408.73 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 347.42 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 16.13 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12+2x4T14** A = 16,48cm²

En appuis :

Appuis Intermédiaire :

$$M_{ai} = 0.4 \times M_0 = 163.49 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 7.26 \text{ cm}^2$$

On adopte: **2x4T12** A = 9,05cm²

Appuis rive :

$$M_{ar} = 0.3 \times M_0 = 122.62 \text{ KN.m}$$

Calculés par le logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12+2T12** A = 6,79cm²

VIII.5. Les vérifications :

Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{qL}{2} = 182.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 0,725 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min(0,13f_c; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t = 12 \text{ mm}$$

On adopte: $\phi t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$St \leq \min (h/4; 12\phi L)$$

$$St < 17.5 \text{ cm}; St = 15 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit **4T10** = **3,14 cm²**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right\}$$

1,23 > 0,4Condition vérifiée

Etude de voile périphérique:

Afin de donner plus de rigidité à la partie vide sanitaire de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimalessuivantes :

L'épaisseur > 15 cm

Les armatures sont constituées de deux nappes ;

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dimensionnement:

On adopte $a = 20 \text{ cm}$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m

Donc: $L = 1 \text{ m}$.

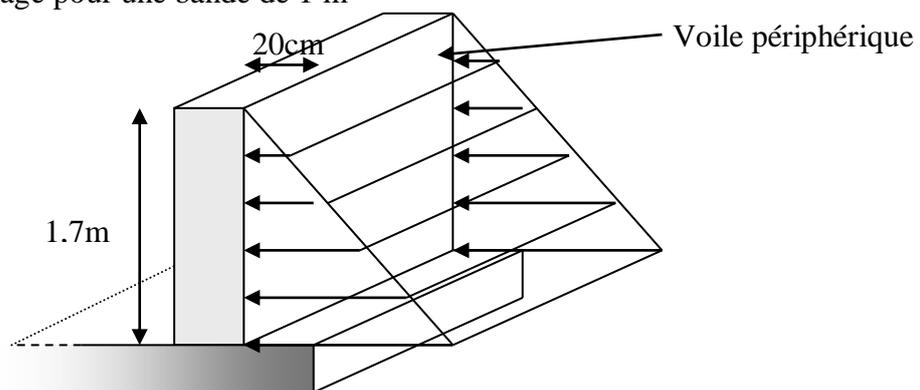


Figure. VIII.3 : Schéma du voile périphérique

$$A_{\min} = 0.1\% \times a \times L$$

$$A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T12 p.m. A = 5,65 cm² St = 25cm

L'espacement : Selon le BAEL91 :

$$\text{On a } St \leq \min \{ 2.a ; 33 \text{ cm} \}$$

$St < 33\text{cm} \rightarrow St = 30\text{ cm}$

Selon le RPA (version 2003)

On a: $St \leq \min \{1.5 \times a; 30\text{cm}\}$

$St < 30\text{cm} \rightarrow St = 30\text{ cm}$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL} ; St \text{ RPA}\} St \leq 30\text{cm}$

On adopte: **St=25cm**

Choix: soit un ferrailage en double nappe **5T12** dans les deux directions avec un espacement $e=25$.

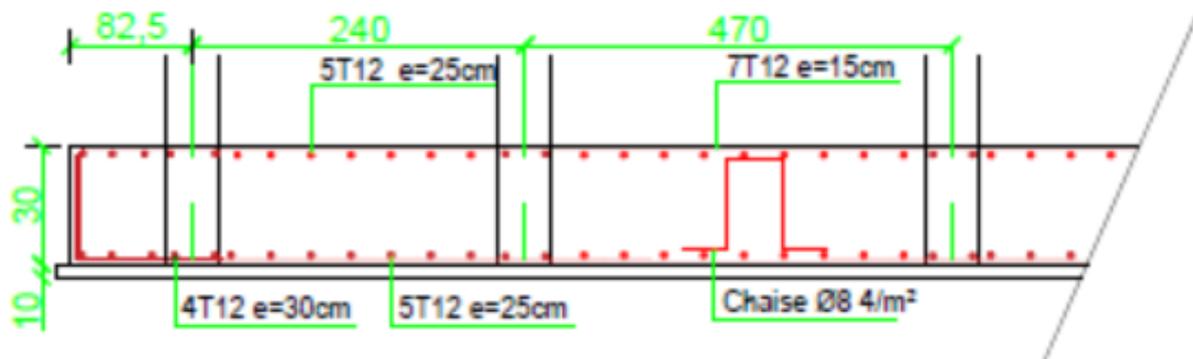
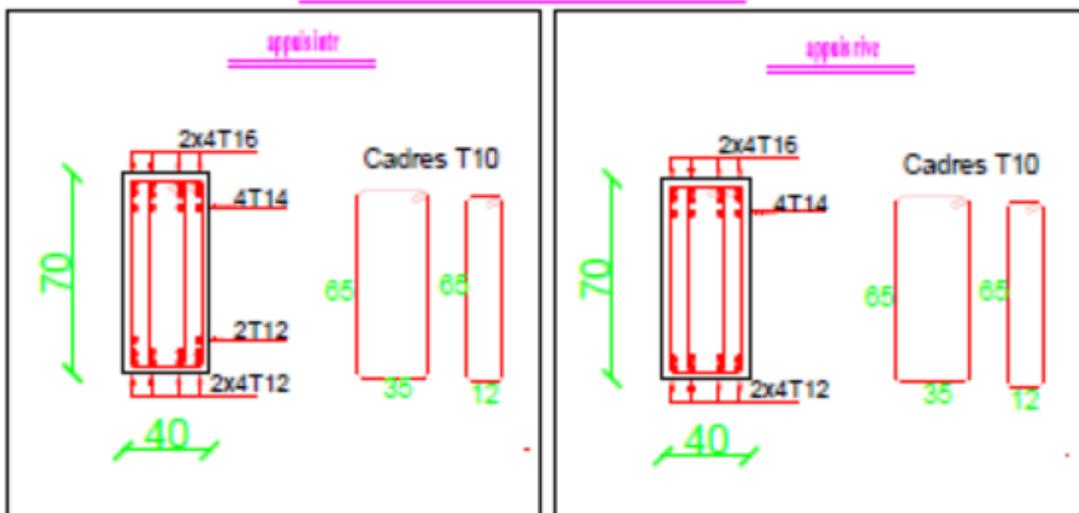


Figure. VIII.4 : Schéma de ferrailage de radier

Sens Longitudinal(x) 1,2,3,.....



Sens transversal(Y) A,B,C,....

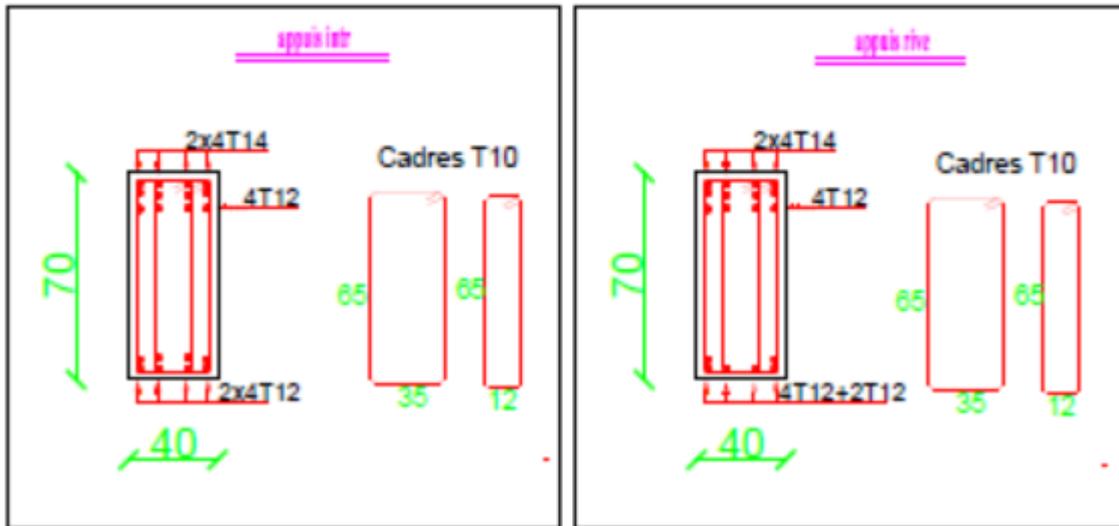


Figure. VIII.5 : Schéma de Ferrillage des poutres de libages

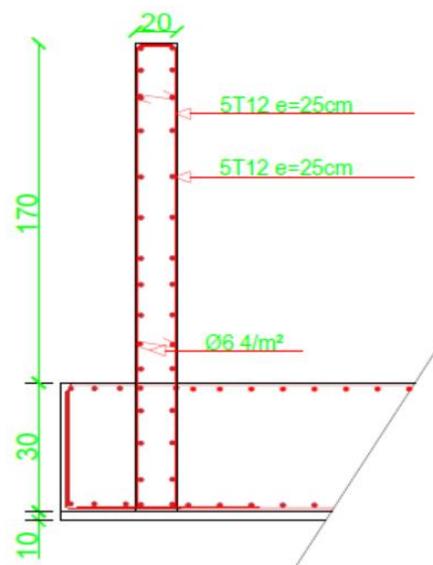


Figure. VIII.6 : Schéma de ferrillage du voile périphérique

Conclusion

Le projet étudié a été une occasion pour mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation .Aussi, nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances sur l'étude et les méthodes de calcul des structures, L'application des règlements tels que : BAEL 91, RPA 99/Version 2003, et la pratique de logiciels comme ETABS, Autocad , et nous a permis une évaluation du notre cursus, d'utiliser pour la première fois nos connaissances pour en étudier un projet réel.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- ❖ Le "B.A.E.L.91". (Béton arme aux états limites).
- ❖ Document technique réglementaire D.T.R.B.C-2.2 Charges permanents et charges d'exploitations.
- ❖ RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

Logiciels et programmes :

- ❖ AUTO CAD 2018, (Dessin).
- ❖ Logiciel ETABS **9.6**, (Analyse des structures).
- ❖ Office 2007 (Traitement de texte, Excel, Word).
- ❖ Logiciel SOCOTEC (ferraillage).

Mémoires de fin d'études :

- ❖ BENKHADRA Souad et GHOUTI Haouaria : Etude d'un bâtiment (R+6) en béton armé a usage d'habitation implanté à Oran, université ibn khaldoun de Tiaret PROMOTION : 2020/2019.
- ❖ HACHI Islem Abdelali et HASSI Samia Fatima Zohra : Calcul et dimensionnement des structures en béton armé en tenant compte de l'influence des caractéristiques géométriques du bâtiment, université ibn khaldoun de Tiaret Promotion 2022/2023.