

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun Tiaret



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

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

BerrahoIkram

SUJET DE MÉMOIRE :

**Influence de la limite élastique de l'acier sur le
comportement d'un bâtiment en béton armé**

SOUTENU LE 0/05/2022 DEVANT LE JURY COMPOSÉ DE :

Tlidji Youcef

Président

Bouزيد Haythem

Encadreur

Benferhat Rabia

Co -Encadreur

Daiche Kada

Examineur

Ouazir Khatima

Examineur

Zouatnia Nafissa

Examineur

PROMOTION : 2023/2024

Remercîments

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu Allah qui nous a donné la force et la patience d'achever ce mémoire.

Un grand remerciement à notre encadreur Mr. **Bouزيد Haythem** pour son soutien scientifique. Ses conseils importants durant notre mémoire. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans lui, qui a toujours su nous consacrer un peu de temps. Qu'il trouve ici l'expression de nos sincères gratitudees.

Ainsi ne saurons oublier de remercier les honorables membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous les professeurs et à tous nos collègues du département de Génie Civil de l'Université de Tiaret, nous dirons merci pour les encouragements et le soutien qu'ils n'ont cessé de nous donner.

Enfin, à tous ceux qui ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Merci dieu le tout miséricordieux, ton amour et tes grâces à mon égard m'ont donné la persévérance et le courage pour accomplir ce travail. Je dédie ce modeste travail

A Mon cher père **.KaddouriRabeh**

Pour leurs efforts et leurs sacrifices durant toute ma vie, leurs encouragements et soutiens pour persévérer jusqu'à l'aboutissement de ce travail. Qu'ils retrouvent, dans ce travail, l'expression de ma reconnaissance.....

A ma mère qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A ma grande mère Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Elle m'a chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A mes amies, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

En souvenir de nos éclats de rire et des bons moments, en souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble, j'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de Tiaret. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Ce projet vise à étudier l'utilisation de deux différentes limites élastiques des aciers utilisés dans le ferrailage des éléments de bâtiments à savoir 400MPa et 500MPa.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé, cette étude se compose de quatre parties. La première entame la description générale du projet avec la présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif d'étudier les éléments secondaires. L'étude dynamique de la structure sous les excitations sismiques a été entamée dans la troisième partie par logiciel robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues à ce chargement accidentel. En fin l'étude des éléments principaux de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) est menée dans la dernière partie. Les résultats de cette étude montrent que l'utilisation des aciers avec une limite élastique élevée est plus économique.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, limite élastique, BAEL, RPA99-v2003.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a ground floor plus (07) floors, located in Tiaret region. This region is classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003. This project aims to study the use of two different yield strengths of steel used as reinforcement of the building elements, namely 400MPa and 500MPa.

Using the calculation, verification, and design codes of reinforced concrete, this study consists of four parts. The first presents the general description of the project with the presentation of material characteristics, then the pre-dimensioning of the structure, and finally the descent of loads. The second part aims to study the secondary elements. The dynamic study of the structure under seismic excitations was conducted in the third part by robot software in order to determine the different deformations due to this accidental loading. Finally, the study of the principal elements of the structure (columns, beams, shear walls, and foundations) is carried out in the last part. The results of this study showed that the use of steel with a high yield strength is more economical.

Keywords: Building. Reinforced concrete, Yield strength, BAEL, RPA99-v2003.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى (07) طوابق، يقع في م دينة تيارت. هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية الأولى وفقاً لإصدار RPA99 لعام 2003. يهدف هذا المشروع إلى دراسة استخدام معاملين مختلفين لمقاومة الخضوع للحديد المستخدم كتسليح لعناصر المبنى، وهما 400 ميغا باسكال و500 ميغا باسكال.

باستخدام أكواد الحساب والتحقق والتصميم للخرسانة المسلحة، تم انجاز هذه الدراسة في أربعة أجزاء. يقدم الأول الوصف العام للمشروع مع عرض خصائص المواد، ثم تحديد أبعاد الهيكل مسبقاً، وأخيراً تحديد الأحمال. يهدف الجزء الثاني إلى دراسة العناصر الثانوية. أجريت الدراسة الديناميكية للهيكل تحت التأثيرات الزلزالية في الجزء الثالث بواسطة برنامج ROBOT لتحديد التشوهات المختلفة بسبب هذا التحميل العرضي. أخيراً، تتم دراسة العناصر الرئيسية للهيكل (الأعمدة والعوارض والجدران القصية والأساسات) في الجزء الأخير. أظهرت نتائج هذه الدراسة أن استخدام حديد التسليح ذو قوة الخضوع عالية يكون أكثر اقتصادياً.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، عمارة، قوة الخضوع، RPA99-v2003, BAEI.

Notation et symboles

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
I_0	Portée d'ancrage
I_f	hauteur de flambement
I_i	Portée de travée
I_x	Longueur de recouvrement
I_s	Longueur de scellement
I_0	Longueur fictive
$n = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{cb}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{si}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e, y_s)
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton

Notation et symboles

$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma_s}$ τ_{su}	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
\emptyset	Diamètre d'une barre
\emptyset_l	Diamètre d'une barre longitudinale
\emptyset_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
Ψ_s	Coefficient de scellement

Sommaire

Remercîments

Dédicaces

Résumé

Notation et symboles

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction	4
I.2. Présentation de l'ouvrage	4
I.3. Caractéristique géométrique :	4
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux	8
I.4.1. Béton	8
I.4.2 Aciers	11
I.5. Conclusion :	13

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Introduction	15
II.2. Pré dimensionnement des plancher	15
II.3. Pré dimensionnement des poutres	17
II.3.1. Poutre principale	17
II.3.2. Poutre secondaire	18
II.4. Pré dimensionnement des poteaux	19
II.4.1. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation	20
II.5. Les voiles	23
II.6. Evaluation des charges et surcharges	24
II.6.1. Plancher terrasse inaccessible	24
II.6.2. Plancher RDC et étages courants	25
II.6.3. Mur extérieur (double cloison)	25
II.6.4. Mur intérieur	26
II.6.5. Dalle pleine : (étage d'habitation)	26
II.6.6. Les escaliers	26

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

III.1. Introduction.....	29
III.2. Etude plancher	29
III.2.1. Dimensionnement du plancher	29
III.2.2. Dimensionnement des poutrelles	29
III.3. Méthode de calcul.....	31
III.3.1. Méthode forfaitaire	32
III.3.2. Méthode de Caquot.....	34
III.4. Ferrailage des poutrelles	35
III.4.1. Plancher RDC et étage courant	36
III.4.2. Plancher terrasse (inaccessible)	44
III.4.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	48
III.5. L'acrotère	50
III.5.1. Calcul des sollicitations	50
III.5.2. Les sollicitation.....	50
III.5.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	52
III.5.4 Vérification des contraintes (E. L. S)	52
III.6.Balcons.....	55
III.6.1. Les charges et des sollicitations.....	56
III.6.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max	57
III.6.3. Calcul le Ferrailage.....	57
III.7. Les escalier	59
III.7.1. Formule de Blondel	59
III.7.2 Dimensionnement des marches et contre marches	60
III.7.3. Epaisseur de paillasse (ev).....	60
III.7.4. Epaisseur de palier (ep).....	60
III.7.5. Descente de charges	61
III.7.6. Ferrailage de l'escalier.....	61
III.8. Poutre palière :	68

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction	63
IV.2. Méthode de calcul.....	63
IV.2.1 Méthode statique équivalente	64
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	64
IV.3.1 Principe de la méthode	64
IV.3.2. Etapes de modélisation	64

VI.3.3. Spectre de réponse de calcul.....	65
IV.3.4. Nombre de mode à considérer :.....	66
IV.4.Calcul de l'effort sismique à la base :.....	66
IV.4.1. Calcul de la force sismique totale :.....	66
IV.4.2.Détermination de poids (Wt) de la structure :	68
IV.4.3.Le comportement de la structure	70
IV.5. Calcul des déplacements.....	74
IV.6. Conclusion :.....	77

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction.....	80
V.2.Hypothèses de calculs	80
V.3. Ferrailage des poutres	80
V.3. Ferrailage des poteaux :	89
V.4. Ferrailage des voiles	98
V.5. Disposition des armatures	100

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :	104
VI.2. Choix de type de fondation :.....	104
VI.3.Calcul du radier pour: fc28 = 25MPa :	106
VI.4.Calcul du radier pour: fc28 = 40MPa :	116
VI.5. Conclusion :.....	123

Conclusion générale	124
---------------------------	-----

Références bibliographiques.....	126
----------------------------------	-----

Liste de figure

Figure 1.1 : plancher corps creux.....	5
Figure 1.2: Dalle pleine	6
Figure1.3 : brique creuses	7
Figure1.4 :ascenseur	7
Figure 1.5: Diagramme contraint - déformations instantanées du béton	10
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul	11
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	12
Figure II.1: Planche à corp creux.....	16
figure II.2 schéma d'une poutrelle	17
Figure II.3 Coupe transversale de poutre principale et secondaire.....	19
Figure II.4.1 Surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	19
Figure.II.4.2.Bâtimentavec surcharges différentes	20
Figure II.5. Coupe de voile en élévation.....	24
Figure III.1. Dimensionnement des poutrelles.....	30
Figure III.2. Démentions des poutrelles.....	31
FigureIII.3. Moment d'inertie	45
Figure III.4.ferraillage des poutrelle	48
Figure III.5. Ferraillage de la dalle compression	48
Figure III.6.Ferraillage du plancher corps creux	49
Figure III.7. Ferraillage de l'acrotère FeE400	54
Figure III.8. Ferraillage de l'acrotère FeE500	55
Figure III.9. Ferraillage de balcons.....	59
Figure III.10. : les escaliers.....	59
Figure III.11 : Schéma de ferraillage des escaliers FeE400.	63
Figure III.12 : Schéma de ferraillage des escaliers FeE500.	64
Figure III.13. : Schéma de ferraillage des poutre paliér	70
Figure IV.1 : modélisation 3D du bâtiment	63
FigureIV.2: Spectre de réponse de calcul	66
Figure IV.3 : nombre de mode a considériez.....	72
Figure IV.4. La période.....	73
FigureV.5 : Disposition des voiles contreventements	73
Figure V.1 ferraillage des poutre	88
Figure -V.4.. :Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	101
Fig.V.5. -Disposition du ferraillage voile.	102
Figure VI-1 : Les types des fondations.....	105
Figure VI-3 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.....	123

Liste des tableau

Tableau I-1 : caractéristique des aciers	11
Tableau II.1. dégression des charges	20
Tableau II.2. Charges et surcharge du porte à faux (terrasse).	24
Tableau II.3. Charges et surcharge des RDC et étages courants.	25
Tableau II.4. Charges et surcharge du mur extérieur.....	25
Tableau II.5. désignation des charges mur intérieur.....	26
Tableau II.6. dalle pleine	26
Tableau II.7.: Descente de charge (paillasse).	26
Tableau II.8. Descente de charge (Palier).....	27
Tableau III.1. Charges et surcharges et la combinaison des charges.....	31
Tableau III.2. Plancher RDCet étage courant	36
Tableau.III.3. Récapitulatif des résultats obtenus.....	44
Tableau III.4. moments des efforts tranchants Max.	45
Tableau III.5. Le ferrailage des planchers	47
Tableau III6: Les conditions du ferrailage des escaliers.	64
Tableau III7 : Les résultats du ferrailage de la poutre palière.	69
Tableau IV-1 : Coefficient d'accélération de zone.	67
Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	67
Tableau IV- 3 : Coefficient de pondération.	68
Tableau IV-4 : Pourcentage d'amortissement critique.	69
Tableau IV-5 Valeurs de T1 et T2	70
Tableau IV-7: Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	74
Tableau IV-8 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X).	75
Tableau IV- 9 : Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y).	75
Tableau IV-10 : Vérification au renversement selon le sens X-X.....	77
: TableauIV-11:Vérification au renversement selon le sens Y-Y.....	77
Tableau V-1:Les sections min et max des poutres secondaires.....	81
Tableau V-2:Les sections min et max des poutres principales.	81
Tableau V-3 : Représente le ferrailage en appuis du plancher RDC.	82
Tableau V-4 : Représente le ferrailage en travées du plancher RDC.	82
Tableau V-5 : ferrailage des poutres pour $f_c=400$ MPa.	86
Tableau V-6 : Tableau de ferrailage des poutres pour $f_c=500$ MPa.	87
Tableau V-7:Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(V2003).....	91
Tableau V-8: Les Sollicitations des poteaux	91
Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux. FeE400 . FeE500.	95
Tableau VI-2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.	113
Tableau VI-3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal	115

Tableau VI - 4 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.	118
Tableau VI-5 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.	121
Tableau VI-6 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.	121

***Introduction
générale***

Aujourd'hui encore, il est supposé que les constructeurs et les ingénieurs en génie civil s'investissent pleinement dans l'étude et la conception des constructions. Ils poursuivent leurs études dans le domaine de la construction pour développer des méthodes de calcul précises en prenant en considération divers éléments tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, afin de garantir la durabilité et le confort. Les observations réalisées à travers le monde après les tremblements de terre ont démontré que les structures à portiques doivent faire face à des déplacements relatifs considérables entre deux étages consécutifs. D'autre part, on a observé que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont réussi à faire face sans subir de dégâts importants.

Il est essentiel que tout projet soit réalisé en respectant les règlements parasismiques et les réglementations en vigueur. Dans cette étude, nous proposons d'appliquer les connaissances acquises lors de notre formation à un bâtiment R+7 en béton armé situé en zone de faible sismicité (Tiaret), conformément aux normes en vigueur.

D'autre part, l'utilisation des matériaux à haute résistance permet aux structures de garantir une bonne performance c-à-d un niveau de sécurité élevé grâce à la bonne résistance de ces matériaux aux différentes sollicitations. Dans ce contexte, la présente étude traite l'utilisation d'un acier avec une résistance de 500MPa dans le dimensionnement du bâtiment sélectionné.

Afin d'atteindre cet objectif, le premier chapitre commence par la présentation en détail du projet, la définition des différents éléments et la sélection des matériaux à utiliser à savoir des aciers avec une limite élastique égale à 400MPa et 500MPa. Dans le deuxième chapitre, nous effectuerons un pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère ainsi que des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres et les voiles. Le chapitre suivant traitera du calcul des éléments supplémentaires. Le quatrième chapitre se concentrera sur l'étude dynamique. Le cinquième chapitre présentera le calcul des éléments structuraux. L'étude des fondations du bâtiment sera abordée dans la dernière partie, en suivant la disposition choisie lors de la partie précédente.

CHAPITRE I :
PRESENTATION
DU PROJET

I.1. Introduction

Dans ce mémoire un bâtiment en béton armé sera étudié qui est conçu d'un RDC+7 étages à usage unique d'habitation situé à la wilaya de Tiaret qui est classée comme zone de faible sismicité (zone I) selon le classement des zones établit par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Cette étude comporte cinq parties :

- Présentation de l'ouvrage
- Pré-dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- Etude sismique du bâtiment
- Calcul des éléments principaux
- Etude de l'infrastructure

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 ;
- Le BAEL 91-99.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Cette étude explorera les éléments d'un bâtiment à Tiaret, en Algérie, qui est utilisé comme immeuble résidentiel de neuf étages (07) ; classée en zone de faible sismicité (**zone I**) d'après le règlement R.P.A 99 (révisé en 2003).

Cette structure est destinée à l'usage d'habitation.

I.3. Caractéristique géométrique :

- **Dimensions en plan :**

Sens transversal..... **22.22m**

Sens longitudinal.....**12.90m**

- **Dimensions en élévation :**

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Hauteur du RDC**3.06m**

Hauteur étage courant**3.06m**

Hauteur totale :..... **25.08m**

A. Les donnée géotechniques :

➤ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de faible sismicité (zone I).

➤ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.

➤ Le site est considéré comme meuble (S3)

- D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est = **1.2 bar**

B. Conception de l'ouvrage :

- **Ossature :**

La structure en béton armé, avec un système de contreventement mixte (portiques/voiles) avec interaction, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales, selon le RPA99 V 2003.

- **Plancher :**

Les planchers ont pour rôle de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Dans ce cas on a utilisé deux types de planchers :

a- plancher corps creux :

Les planchers sont constitués par des corps creux et une dalle de compression pour le RDC et les étages courants reposant sur des poutrelles coulées sur place .

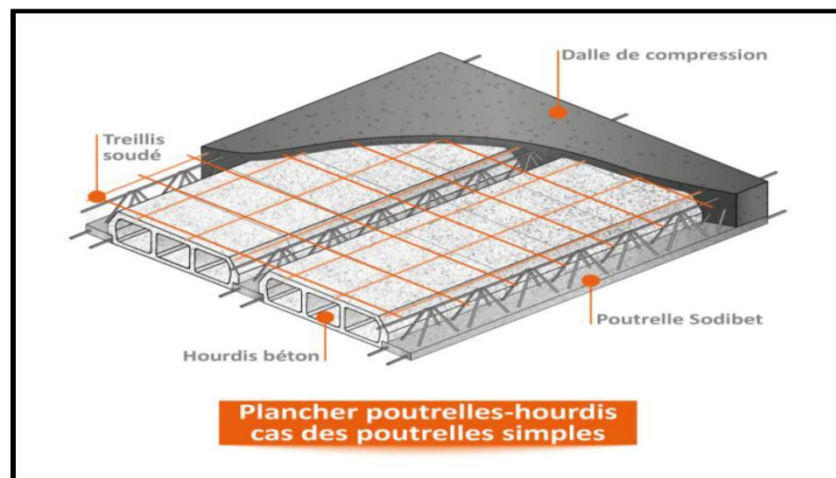


Figure 1.1 : plancher corps creux

b- dalle pleine :

L'épaisseur des planchers est faible par rapport aux autres dimensions, Cette épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

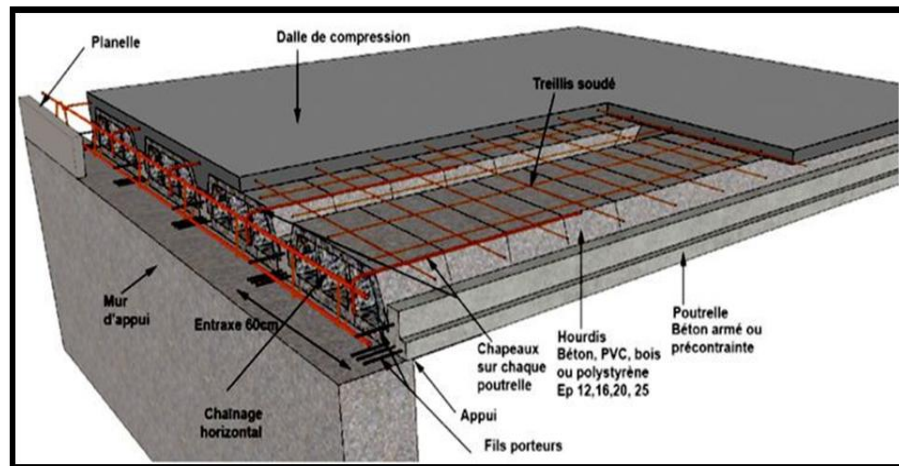


Figure 1.2: Dalle pleine

➤ **balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

➤ **Escalier :**

Ce sont des éléments non structuraux, ils sont utilisés pour passer d'un étage à un autre. On a trois types d'escalier : le premier escalier de sous-sol vers le RDC, le deuxième est de RDC vers la première étage, et le troisième escalier est de tout les étages. Chaque escalier est constitué deux volées et un palier intermédiaire.

➤ **Maçonnerie :**

a. Mur extérieure :

Ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur et brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

b. Mur intérieure :

Ils sont constitués par une Cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services

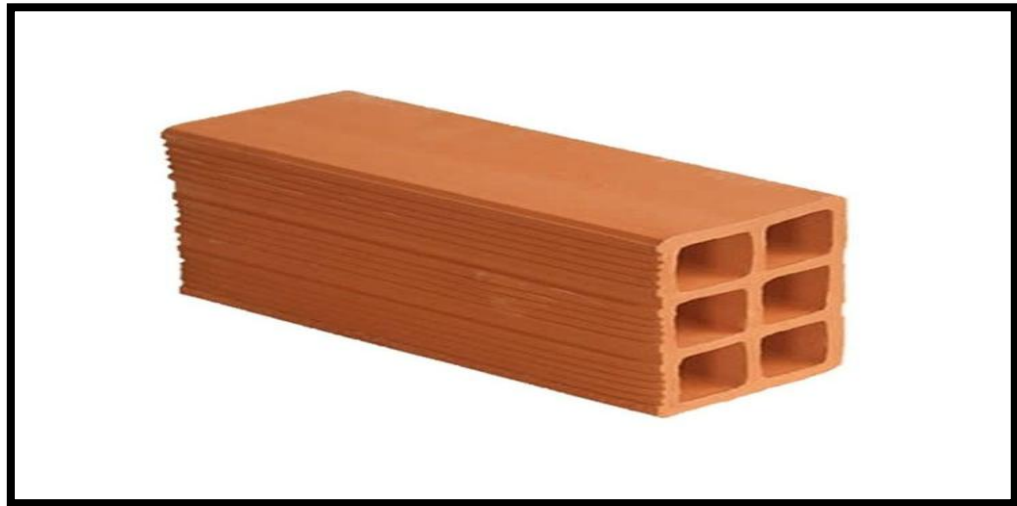


Figure1.3 : brique creuses .

➤ **Acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse réalisée en BA.

➤ **Ascenseur :**

Puisque le bâtiment présente une grande hauteur, on a opté pour l'utilisation d'un ascenseur pour facilité de déplacement des habitants entre les étages.

Le rôle de l'acrotère est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Donc, notre terrasse étant inaccessible, elle est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cmd'épaisseur.

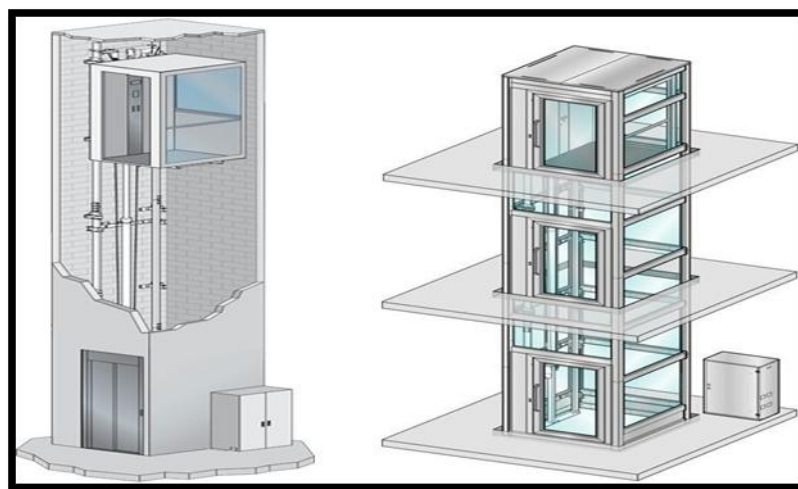


Figure1.4 :ascenseur

➤ **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons (sauf les salles d'eau).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

➤ **fondation :**

Le site de projet est caractérisé par un sol meuble, la contrainte admissible est égale à 1,2 bar, et la transmission des charges par la super structure en sol et après vérification nous avons choisi le radier générale.

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction conformes aux :

- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règlement du béton armé aux états limites BAEL91.
- Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants, le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement

A. Résistance du béton :

- **Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours sur des éprouvettes normalisées de 16cm et de 32cm de hauteur, notée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour les calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à

Partir de f_{c28} , par : [Art A.2.1, 11/ BAEL 91]

f_{c28} , par : [Art A.2.1, 11/ BAEL 91]

$f_{cj} = \frac{f_{c28}}{4.76+0.83j}$ Pour : $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$ ($j \leq 28 \text{ jours}$)

$f_{cj} = \frac{f_{c28}}{1.40+1.95j}$ Pour : $f_{c28} > 40 \text{ MPA}$ ($j \leq 28 \text{ jours}$)

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

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Pour $j \geq 60$ jours

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante : Pour notre projet on prend : $f_{tj} =$

$0,6+0,06 \times f_{c28}$ (MPa) BAEL91 [Article A.2.1.12]

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

a. Module de déformation du béton :

• Déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

✓ Module de déformation instantané (E_{ij}) :

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

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

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

[BAEL 91 /Art.2.1 21]

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa } \quad E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

✓ Module de déformation différé (E_{iv}) :

donné par

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [BAEL 99/ Art A.2.1 22] .}$$

$$\text{Pour: } f_{c28} = 25 \text{ MPA.} \quad \text{Donc: } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA.}$$

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

Il est égale à:

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).

B. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

Il est égale à:

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

C. Poids volumique :

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kn/m}^3$

• les contraintes limites :

1. les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

l'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas , la contrainte est défini par :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.18 \text{ MPa}$$

avec :

σ_{bu} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression .

γ_b : coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires

- $\gamma_b = 1.15$ cas des situations durables ou transitoires

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h .

- $\theta = 0.9$ dans le cas contraire .

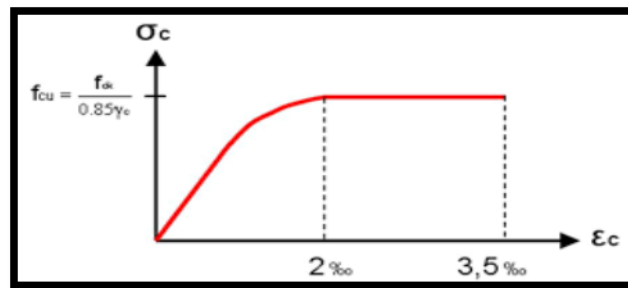


Figure 1.5: Diagramme contrainte - déformations instantanées du béton

2. les contraintes à l'Etat limitent service « E.L.S »

l'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- l'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

- l'état limite de service d'ouverture des fissures.

- l'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

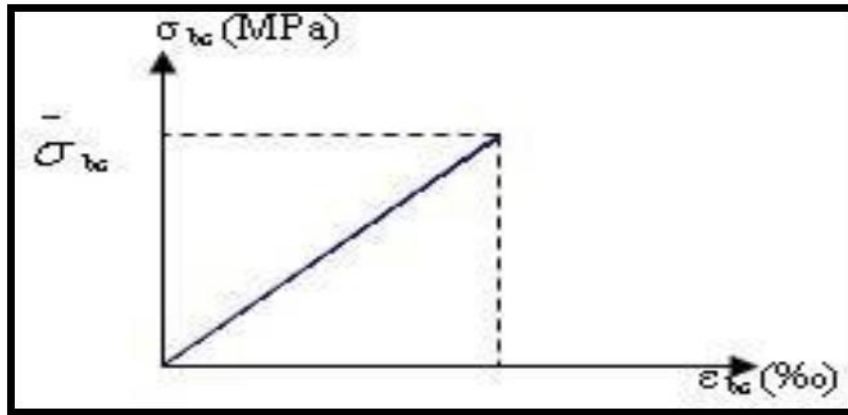


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul

I.4.2 Aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction , de cisaillement et de torsion.

a. Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : caractéristique des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	480
Barres ronds lisses	FeE235	235	410
Treillis soudés	FeE500	500	550

c. Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation :

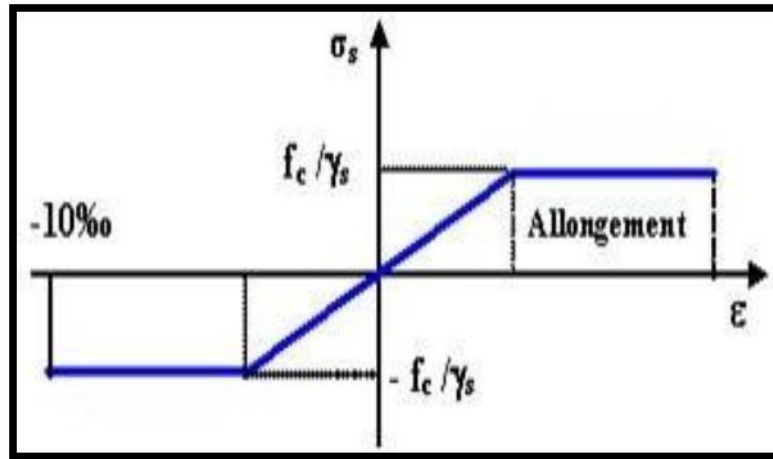


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ;

$\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situation durable.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j} \right)$.

η : coefficient de fissuration ;

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Hypothèses du calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ MPa.

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : FeE400.FeE500
- Transversales : on a choisi le : feE235
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : feE500.

I.5. Conclusion :

On a opté pour un béton de résistance de 25 MPa ,

On a choisi de travailler avec l'acier de nuance 500MPa et 400MPa .

CHAPITRE II
: PREDIMENSIONNE
MENT ET
DESCENTE DE
CHARGE

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Introduction

Pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage:

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL91 et le CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des plancher

II.2.1. Le plancher

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique, d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet les planchers sont en corps creux et en dalles pleines.

II.2.2. Détermination de l'épaisseur des planchers

II.2.2.1. Epaisseur du plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

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

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}] \Rightarrow L = \min [5,32 ; 4,29] \text{ m} = 4,29 \text{ m}$$

$$ht \geq \frac{L-bpp}{22,5} = \frac{4,29-30}{35} = 17,71 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de : $ht = 20 \text{ cm}$ { 16cm: épaisseur du corps creux. 4cm: épaisseur de la dalle de compression.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

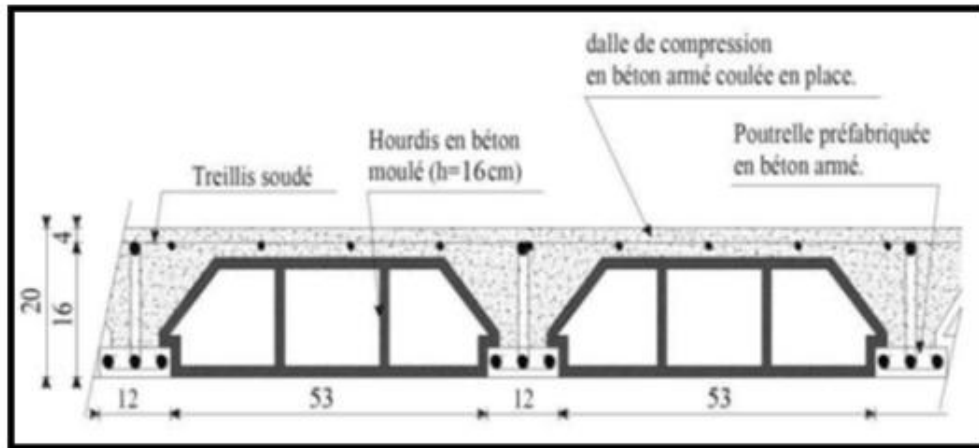


Figure II.1: Planche à corp creux

II.2.2.2. Plancher à dalle pleine :

Dalle porte dans deux sens $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

$$\rightarrow 0.4 \leq \frac{3.70}{6.57} = 0.56 \leq 1$$

$\frac{l_y}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

$$\frac{6.57}{35} \leq e \leq \frac{6.57}{30} \leq \text{donc en prend } e = 15 \text{ cm}$$

II.2.2.3. Dimensionnement des poutrelles

La poutrelle est un élément horizontal qui a le rôle de supporter les charges verticales, réalisée en béton armé.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens des poutres secondaires.

La géométrie des poutrelles est déterminée comme suit :

ht: C'est la hauteur totale de la poutrelle est égale à la hauteur du plancher $ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

h0: Hauteur de la table de la section en T c'est la hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$

b0: la largeur de l'âme de la poutrelle. Elle se calcule par la relation suivante :

$$0,4ht \leq b_0 \leq 0,8ht$$

Avec $ht = 20 \text{ cm}$ donc $0,8ht \text{ cm} \leq b_0 \leq 16ht \text{ cm}$ on adopte :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

b: la largeur de la table de compression, Selon les règles B.A.E.L91 la largeur de la dalle de compression 'b' est déterminé comme suit: $b = 2b_1 + b_0$

$$\text{Avec: } b_1 \leq \min \left[\frac{L}{10}; \frac{L_1}{2} \right] \rightarrow b_1 \leq \left[\frac{492}{10}; \frac{65}{2} \right] \rightarrow b_1 \leq [49.2; 26.5] \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

L = 4.29 m c'est la distance maximale entre axe des poutres secondaires.

L1 = 65 cm c'est la dimension de l'hourdis

$$\text{Donc: } b_1 = 26.5 \text{ cm, donc } b = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

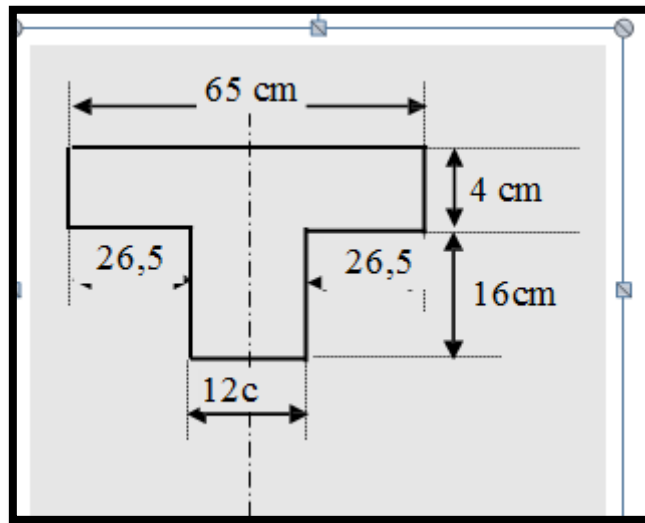


figure II.2 schéma d'une poutrelle .

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les loi suivantes :

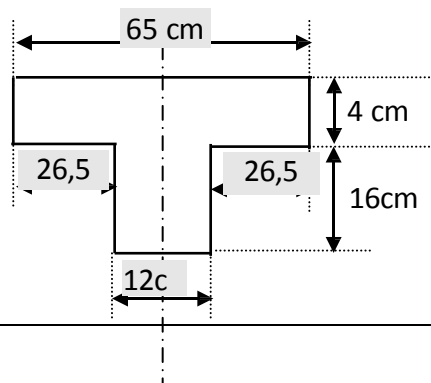
$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} : \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la plus grande portée des poutres .tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(**article 7.5.1**) relative au coffrage des poutres à savoir :

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

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

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



II.3.1. Poutre principale

$$L = 5.32 \text{ m} = 532 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{532}{15} \leq ht \leq \frac{532}{10} \quad \rightarrow \quad 35.47 \leq ht \leq 53.2$$

On prendre **h=45cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \quad \rightarrow \quad 15 \leq b \leq 35$$

On prendre **b=35**

Vérification des conditions de l'RPA

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.67\text{cm} \leq 4\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

II.3.2. Poutre secondaire

$$L = 4.29\text{m} = 429\text{cm}$$

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{429}{15} \leq ht \leq \frac{429}{10} \quad \rightarrow \quad 32.8 \leq ht \leq 42.9$$

On prendre **h=40cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 28$$

On prendre **b=30**

Vérification des conditions de l'RPA

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33\text{cm} \leq 4\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

On va opter la section (30 × 45) pour les poutres principales.

On va opter la section (30 × 40) pour les poutres secondaires.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

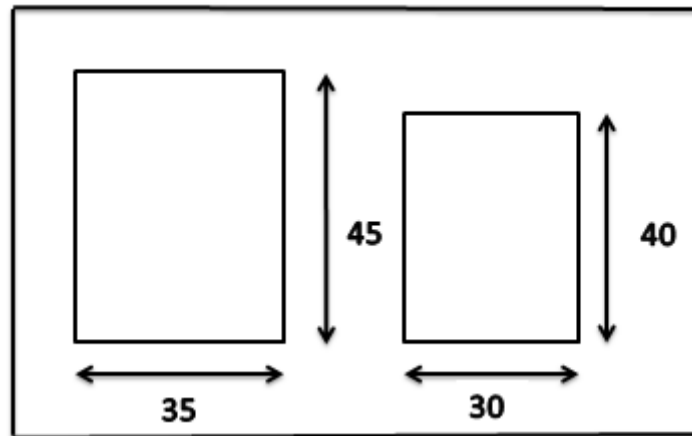


Figure II.3 Coupe transversale de poutre principale et secondaire.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU en considérant le poteau le plus sollicité.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$S = \left[\left(\frac{5.32}{2} + \frac{3.48}{2} \right) \times \left(\frac{3.76}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \right] \rightarrow [(1.74 + 2.66)(2.145 + 1.88)]$$

$$S = 17.71 \text{ m}^2$$

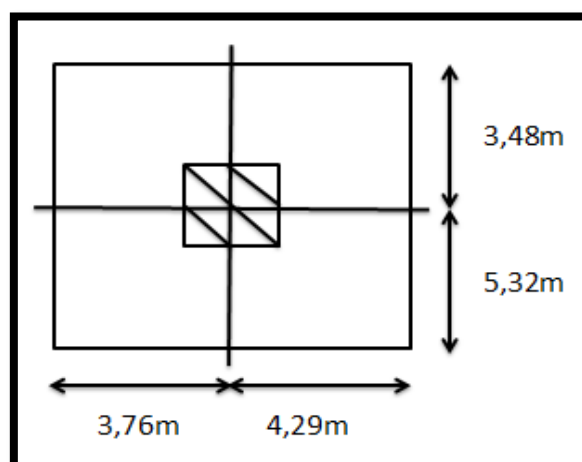


Figure II.4.1 Surface supportée par le poteau le plus sollicité

- **Type 01** : RDC et 1^{er} étage . 2^{ème} étage .
- **Type 02** : 3^{ème} étage . 4^{ème} étage . 5^{ème} étage .

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

- **Type 03** : 6^{ème} étage .7^{ème}étage .

II.4.1. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Sous terrasse : Q_0

Sous étage 1: $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2: $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage 3: $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage 4: $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n: $Q_0 + 3+n2n (Q_1 + Q_2 + + Q_n)$ pour $n \geq 5$

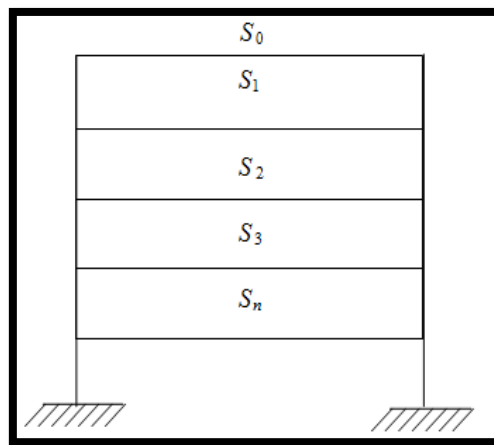


Figure.II.4.2. Bâtiment avec surcharges différentes

Tableau II.1. dégression des charges

Niveaux	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$N_{q0} = 1$	1
1	$N_{q1} = Q_0 + Q_1$	2.5
2	$N_{q2} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
3	$N_{q3} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
4	$N_{q4} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
5	$N_{q5} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
6	$N_{q6} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
7	$N_{q7} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.46

➤ **Les efforts de compression due aux charges permanentes NG**

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

- **Détermination de l'effort normal Nu**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

- plancher terrasse : $N_{GT} = G \times S = 6.48 \times 17.71 = 114.76 \text{ KN}$

- plancher étage courant: $N_{GEC} = n \times G \times S = 7 \times 5.06 \times 17.71 = 627.29 \text{ KN}$

n= le nombre de niveaux en dessus du poteau

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{GEC}) = 1.1 \times (114.76 + 627.29) = 816.26 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = (1.74 + 2.66) \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 17.33 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (1.88 + 2.145) \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 12.06 \text{ KN}$$

- **Les efforts de compression dus aux surcharges NQ**

Plancher terrasse: $N_{QT} = Q \times S = 1.00 \times (17.71) = 17.71 \text{ KN}$

Plancher R.D.C + étages courants:

$$N_{QEC} = n \times Q \times S = 7 \times 1.50 \times (17.71) = 185.96 \text{ KN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{QEC}) = 1.1 \times (17.71 + 185.96) = 224.03 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times (816.26) + 1.5 \times (224.03) = 1437.99 \text{ KN}$$

- **Détermination de "a"**

- **Vérification de flambement**

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

$$\lambda \leq 50$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

avec :

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par

son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

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

$$B = a \times b$$

$$I = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.29a$$

On a: $l_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,20 \text{ cm}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{214.20}{0.29a} = 24.71$$

On prend : **a = 40cm**

➤ **Détermination de "b": FFe400**

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As \frac{fe}{\gamma s} \right]$$

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

Br: section réduite

$$Br = (40-2)(b-2) = 38(b-2)$$

As = section d'armature longitudinale

$$As = 0.7\% Br \dots\dots\dots \text{Zone I}$$

$$As = 0.7\% [38(b-2)] = 0.266(b-2) \text{ cm}^2$$

$$= [0.266b - 0.532] \text{ cm}^2$$

α: étant le coefficient en fonction de λ.

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{Lf}{i} = \frac{0.7 \times 306}{0.289 \times 30} = 24.71 \leq 50$$

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

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{24.71^2}{35} \right) \right]}$$

$$\alpha = 0.773$$

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As \frac{fe}{\gamma s} \right]$$

$$fc28 = 25 \text{ MPa} ; Fe = 400 \text{ MPa} ; \gamma b = 1.5 ; \gamma s = 1.15$$

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + 0.266(b-2) \frac{400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 25.45$$

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

Vérification des conditions du R.P.A 99/2003

$$\min(a, b) = \min(40, 45) = 40 > 25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiées .}$$

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiées .}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0.08 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiées .}$$

La section du poteau carrée de type 1 est : (40 × 45) cm²

- Type 1 : R.D.C + 07 étage : (40 × 45) cm².

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

FEE500

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e = 500\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + 0.266(b-2) \frac{500}{1.15 \times 10} \right]$$

$b \geq 23.870$

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

Vérification des conditions du R.P.A 99/2003

$\min(a,b) = \min(40,45) = 40 > 25$ condition vérifiées .

$\min(a,b) = 40 \text{ cm} > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ condition vérifiées .

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0.08 < 4$ condition vérifiées .

La section du poteau carrée de type 1 est : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$

- Type 1 : R.D.C + 07 étage : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.5. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article **7.7.1 du RPA99/V2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99/V2003 (article 7.7.1)** « les éléments satisfaisants la condition

(L ≥ 4e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments

linéaires» Où **L** et **e**

sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99** spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure

$e \geq \max (he / 25 , he / 22 , he / 20)$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

➤ Pour RDC: ($h_e=4.08$ m)

$$e \geq \max(12.24, 13.90, 15.3)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20$ cm

➤ Pour l'étage courant : ($h_e = 3.06$ m)

$$e \geq \max(12.24, 13.90, 15.3)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20$ cm

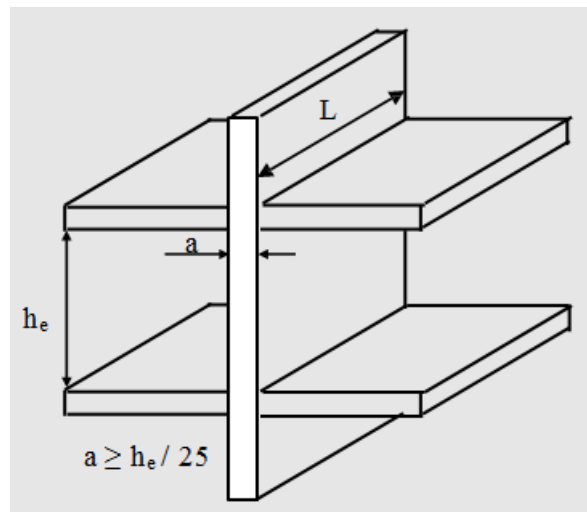


Figure II.5. Coupe de voile en élévation.

II.6. Evaluation des charges et surcharges

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer, pour tous éléments porteurs des constructions, les charges supportées au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. (Selon l'annexe de B.A.E.L 91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

II.6.1. Plancher terrasse inaccessible

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Tableau II.2. Charges et surcharge du porte à faux (terrasse).

Désignation	ρ (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Plancher a corps creux	/	2.8	2.80

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G kN/m ²	6.33KN/m²		
Q kN/m ²	1 KN/m²		

II.6.2. Plancher RDC et étages courants

Tableau II.3. Charges et surcharge des RDC et étages courants.

Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Revêtement en Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Sable fin pour mortier	18	0.02	0.36
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison en brique creuses	10	0.15	0.15
Plancher à corps creux (16+4)	/	25	2.8
G kN/m ²	5.06 KN/m²		
Q kN/m ²	1.5 KN/m²		

II.6.3. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II.4. Charges et surcharge du mur extérieur.

Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
G kN/m ²	2.89 KN/m²		

Remarque :

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

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

$$G = 0.70 \times 2.72 = 2.02 \text{ KN/m}^2$$

II.6.4. Mur intérieur

Tableau II.5. désignation des charges mur intérieur

Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Carrelage	18	0.02	0.36
Mortier de pose	9	0.1	0.9
Poids propre de palier	18	0.02	0.36
G(KN/m²)	1.62		

II.6.5. Dalle pleine : (étage d'habitation)

Tableau II.6. dalle pleine

Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	17	0.02	0.34
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
G(KN/m²)	4.83		
Q(KN/m²)	Balcon	3.5	
	Locaux	4	

II.6.6. Les escaliers

II.6.6.1. paillasse

Tableau II.7.: Descente de charge (paillasse).

Désignation	e(m)	σ KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage h	0.02	20	0.4
Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Revêtement en carrelage vertical e x 0.20 x h/g	0.02	20	0.23
Mortier de ciment vertical (2cm) x 0,20 x h/g	0.02	20	0.23

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Poids propre de la paillasse $e \times 0,25/\cos\alpha$	0.12	25	3.45
Poids propre des marches $0,22 \times h/2$	/	22	1.87
Garde- corps	/	/	0.1
Enduit en plâtre $e \times 0,10 / \cos \alpha$	0.02	10	0.23
G (KN/m²)	7.27		
Q (KN/m²)	2.5		

II.6.6.2. Palier

Tableau II.8. Descente de charge (Palier).

Désignation	e (m)	σKN/m³	Poids KN/m²
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de ciment	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
G (KN/m²)	5.11		
Q (KN/m²)	2.5		

CHAPITRE III
:PRE
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENT
SECONDAIRE

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

III.1. Introduction

III.2. Etude plancher

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

III.2.1. Dimensionnement du plancher

Sur la base du chapitre précédent "Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments", la hauteur du Plancher peut être déterminée et notre structure est une structure normale avec une charge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). Un seul type de Plancher a été attribué. – Planchers à corps creux à tous les étages (16+4)

16 cm : corps creux

III.2.2. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

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

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

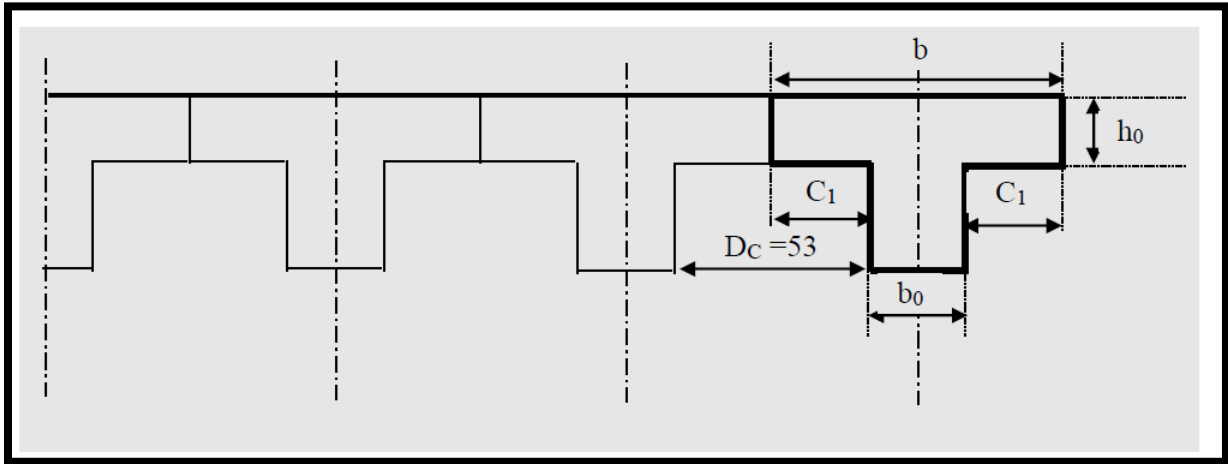


Figure III.1. Dimensionnement des poutrelles

ht: C'est la hauteur totale de la poutrelle est égale à la hauteur du plancher

$$ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

h0: Hauteur de la table de la section en T c'est la hauteur de la dalle de compression

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

b0: la largeur de l'âme de la poutrelle. Elle se calcule par la relation suivante :

$$0,4h_p \leq b_0 \leq 0,8h_p$$

Avec $ht = 20 \text{ cm}$ donc $08 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$ on adopte :

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

b: la largeur de la table de compression, Selon les règles B.A.E.L91 la largeur de la dalle de compression 'b' est déterminé comme suit: $b = 2b_1 + b_0$

$$\text{Avec: } b_1 \leq \min \left[\frac{L}{10}; \frac{L_1}{2} \right] \rightarrow b_1 \leq \left[\frac{492}{10}; \frac{65}{2} \right] \rightarrow b_1 \leq [49.2; 26.5] \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$L = 4.29 \text{ m}$ c'est la distance maximale entre axe des poutres secondaires.

$L_1 = 65 \text{ cm}$ c'est la dimension de l'hourdis

$$\text{Donc: } b_1 = 26,5, \text{ donc } b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

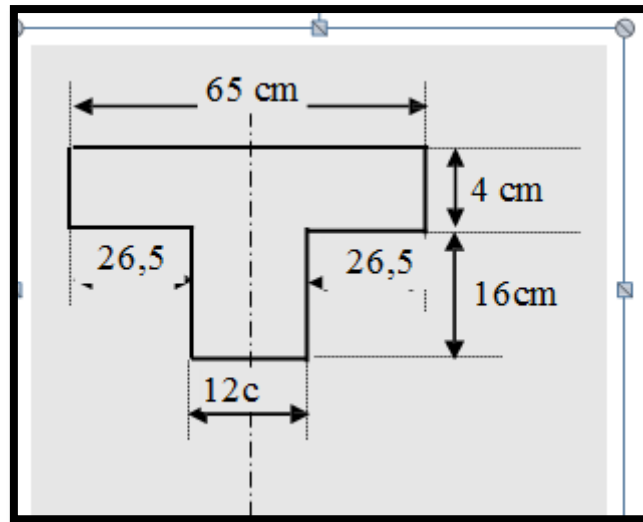


Figure III.2. Démentions des poutrelles

III.3. Méthode de calcul

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

1. La méthode forfaitaire
2. La méthode des trois moments
3. La méthode de Caquot

Calcul des efforts dans la poutrelle

Chargement qui arrive à la poutrelle

Tableau III.1. Charges et surcharges et la combinaison des charges

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$Q_u=1.35G+1.5Q$	Q_s+G+Q	$Q_u \times 0.65$	$Q_s \times 0.65$
Plancher terrasse	6.33	1	10.05	7.33	6.53	4.76
Plancher étage courant	5.06	1.5	9.08	6.56	5.90	4.26

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse : $Q_u=6.53 \text{ KN/m}^2$

Donc on prend : $G=6.33 \text{ KN/m}^2$ $Q=1 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Calcul des sollicitations

➤ Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.3.1. Méthode forfaitaire

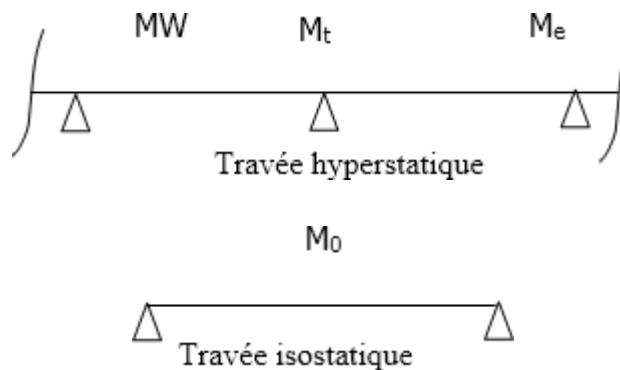
❖ Conditions de la méthode forfaitaire

Le règlement de calcul BAEL 91 propose une méthode de calcul " méthode forfaitaire " qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.



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

❖ Domaine d'application

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées

$$1) \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier

$$\left. \begin{aligned} 0.8 &\leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.28 \\ 0.8 &\leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{aligned} \right\}$$

4) Fissuration peu nuisible.

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$M_t \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

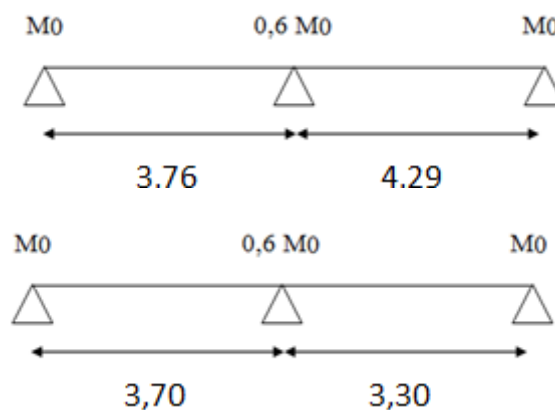
$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.}$$

$\alpha: \frac{Q}{G+Q}$ Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation .

Valeur des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit : On a un seul type à deux travées :



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 BAEL91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

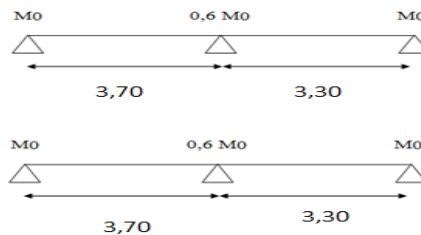
CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q \cdot L}{2}$$

Effort internes

Poutrelles à deux (02) travées: (poutrelles du plancher R.D. Cet étages courant).



Sheema statique de la poutrelle à deux travées.

- **Remarque**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

- ❖ **L'application de la méthode**

1)
$$\left[\begin{array}{ll} Q = 1 \leq 2G = 12.66 \text{ KN/m}^2 & \text{C.V} \\ Q = 1 \leq 5 \text{ kN/m}^2. & \text{C.V} \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3)
$$\left[\begin{array}{ll} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.29}{3.4} = 1.26 \leq 1.25 & \text{C.N.V} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.76}{4.29} = 0.87 \leq 1.25 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. C.V

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

III.3.2. Méthode de Caquot

- **Domaine d'application**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ Application de la méthode

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w** et **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces

distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).

➤ La longueur réduite de chaque travée **L'**

- ✓ **L' = L** pour une travée de rive.
- ✓ **L' = 0.8 L** pour une travée intermédiaire.

❖ Règle des moments

- **Les moments en appuis**

$$M_a = -\frac{Q_w L_w^3 + Q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

M_a = moment aux appuis due aux charges réparties sur les deux travées.

- **Les moments en travées**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{Q \cdot X_0^2}{2} \quad \rightarrow \quad X_0 = -\frac{V_w}{Q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

➤ Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - Q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + Q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

❖ Application de la méthode (Caquot)

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants

III.4. Ferrailage des poutrelles

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.

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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:

Géométrie

- Largeur de la section de calcul $b = 65$ cm.
- Largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 16$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile $d = 0,9h = 18$ cm.

III.4.1. Plancher RDC et étage courant

Tableau III.2. Plancher RDC et étage courant

Elu									Els		
travé e	L (m)	L' (m)	M _w (KN .m)	M _e (KN .m)	V _w (KN)	V _e (KN)	Mt (KN. m)	M _w (KN. m)	M _e (KN .m)	Mt (KN.m)	
01	A-B	3.76	3.76	0	-	-8.74	13.44	6.47	0	-	4.67
	B-C	4.29	3.34	-	-	-13.18	12.13	5.89	-6.38	-	4.26
	C-D	3.40	2.72	-	-	-10.45	9.01	2.69	-4.75	-	5.43
	D-E	3.40	2.72	-	-	-9.89	10.17	3.16	-3.71	-	2.28
	E-F	3.70	2.96	-	-	-10.58	11.25	3.87	-4.06	-	2.80
	F-G	3.30	3.30	-	0	-11.81	7.66	4.96	-4.95	0	3.59
	E-F	3.70	3.70	2.02	6.06	-12.01	9.82	11.46	2.02	6.06	4.87

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

02	F-G	3.30	3.30	6.06	1.61	-8.34	11.08	9.11	6.06	1.61	3.68
03	A-B	3.76	3.76	2.09	8.14	-12.71	9.47	6.62	1.51	5.88	4.78
	B-C	4.29	4.29	8.14	2.71	-10.13	15.18	9.09	5.88	1.96	6.22
04	A-B	3.76	3.76	0	-8.84	-13.34	8.74	6.47	0	-6.38	4.67
	B-C	4.29	3.34	-8.48	-	-14.10	11.21	1.81	-6.38	-	1.30
	C-D	5.32	5.32	-	0	-12.87	18.52	14.02	-10.87	0	6.96

➤ **Ferrailage des plancher R.D.C et étage courant :**

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

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$M_t \max = 14.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.U} \quad M_a \max = 15.05 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 14.10 \text{ KN}$$

$$M_t \max = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S} \quad M_a \max = 10.87 \text{ KN.m}$$

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

❖ En travée (armatures inférieures)

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

On calcule le moment équilibre par la table

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

$$M_{t_{\max}} = 14.02 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x 20) cm² soumise à $M_{t_{\max}} = 14.02 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.02 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.046 > 0.329 \rightarrow A' = 0$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

À partir de l'abaque $\beta = 0.976$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.976 \times 10.8 \times 348} = 2.29 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 434.78} = 1.84 \text{cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times h t \times v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0}{3} - (b_0 \times h t + (b - b_0) h_0) V^2$$

$$I = 14426.91 \text{m}^4$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} = 6.25 \text{cm}$$

$$V' = h t - V = 13.75 \text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.34 \text{cm}^2$$

Donc : $A_s \text{ cal} = 2.29 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Le choix: 3T10=2.36cm²/m

$A_s \text{ cal} = 1.84 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Le choix: 3T10=2.36cm²/m

- **Sur appuis :(intermédiaire)**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$$

$$M_a = 8.84 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15.05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.050 < 0.329 \rightarrow A' = 0$$

À partir de l'abaque $\beta = 0.974$

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

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.05 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.05 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 434.78} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité (section en Tê)

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times h t \times v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{14426.91}{0.81 \times 20 \times 13.75} \times \frac{2.1}{400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 2.47 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

$A_{\text{scal}} = 1.97 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

Le choix : 1T14(filante) + 1T14 (chapeau) → $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

Le choix : 1T12(filante) + 1T12 (chapeau) → $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

- Sur appuis :(rive)

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_a = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.71 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.009 < 0.329 \rightarrow A' = 0$$

À partir de l'abaque $\beta = 0.996$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.71 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.14 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 434.78} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité (section en Tê)

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times h t \times v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 0.43 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

$A_{\text{scal}} = 0.35 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Le choix : 1T10 $\rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

Le choix : 1T10 $\rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$M_{ser} = 6.96 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : $\eta = 15$

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

$$\frac{b}{2}y^2 \eta A'(y - c') - \eta A_p r (d - y) = 0 ;$$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; A' = 0 ; d = 18 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ;$

$$\rightarrow \frac{65}{2} \times y^2 - 15 \times 2.26(18 - y) = 0$$

$\rightarrow y = 3.84 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\rightarrow \frac{65}{2} \times y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$\rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Calcul des contraintes :

Contraintes maximales dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\frac{M_{ser}}{IG} \times y = \frac{6.96 \times 10^3}{8023.97} \times 3.84 = 3.33 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

Sur appuis

Position de l'axe neutre : $\eta = 15$

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

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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

$$A_s = 1.57 \text{cm}^2 ; A' = 0 ; d = 18 \text{cm} ; b = 65 \text{cm} ;$$

$$\rightarrow \frac{65}{2} \times y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$\rightarrow y = 3.27 \text{cm}$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

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

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + 15 \times 1.57 (18 - 3.27)^2 = 5867.30 \text{cm}^4$$

Calcul des contraintes

Contraintes maximales dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{6.06 \times 10^3}{5867.30} \times 3.27 = 3.38 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3.38 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

- L'effort tranchant maximale $T_{max} = 13.18 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{14.10 \times 10}{65 \times 18} = 0.121 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) = \min (3.25 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.121 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul Les armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L \right)$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Diamètre $\Phi \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5.71 \text{ mm}$

On adopte : $\Phi = 6 \text{ mm}$

Calcul des espacements

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

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

Calcul des armatures transversales

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

$St \leq \min(18; 40 \text{ cm}) \rightarrow St = 18 \text{ cm}$

La section des armatures transversales

D'après le **RPA99/version 2003** on a

Zone nodale $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi l; 30 \text{ cm}\right)$

$St \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12\Phi l; 30 \text{ cm}\right)$

On prend : $St = 5 \text{ cm}$

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$; On prend : $S'_t = 10 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversales sera

$A_t = 2 \times \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Ancrage des armatures aux niveau des appuis :

$T_u = 14.04 \text{ kN}$

$M_a = 10.87 \text{ kN.m}$

$F_u = \frac{M_a}{z} = \frac{10.87}{z} = 4.07 \text{ KN} > T_u = 14.04 \text{ KN}$

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

-Compression de la bille d'about

a contrainte de compression dans la bielle est:

a: la longueur d'appuis de la bielle

on doit avoir $\sigma_b < f_{c28} < \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°

donc on doit vérifier que

$\sigma_b < 0.8 f_{c28} < \gamma_b$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0.85 f_{t28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0.8 * b_0 * f_{c28}}$$

$a = 0.829 \text{ m} = 1.9 \text{ cm}$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$a = \min(35\text{cm}; 18\text{cm}) = 18\text{cm} > 1.9\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Entraînement des armatures**
- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{user} = \frac{T}{0.9d \cdot \mu \cdot n} \leq \tau_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s :: coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 12.82\text{KN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{user} = \frac{T}{0.9d \cdot \mu \cdot n} = \frac{14.04 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 3.14 \times 10^2} = 2.76 \leq \tau_{user}$$

$$\tau_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$\tau_{user} = 3,15\text{MPa} \geq 2.76\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Ancrage des armatures tendues**

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur d'une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_{sx} \times f_{t28} = 0,6 \times 3.15 \times 2,1 = 3.78 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi \cdot f_e / 4 \times \tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1.2cm

$$L_s = 1.2 \times 400 / 4 \times 3.78 = 31.74 \text{ cm.}$$

Si la longueur dépasse la largeur de la poutre nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \left(\frac{20}{429} = 0.046 \geq 0.044 \right) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \left(\frac{M_{ser}}{15 \cdot m_{0ser}} \right) \rightarrow \left(\frac{20}{429} = 0.046 \geq \frac{6.96}{15 \times 6.96} = 0.067 \right) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0,010 > 0,005 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

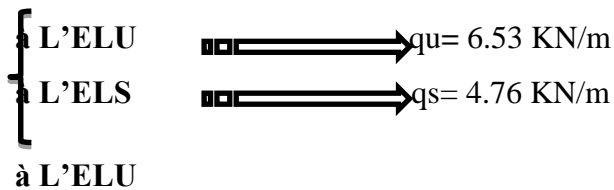
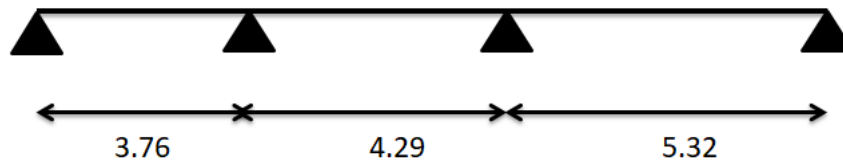
III.4.2. Plancher terrasse (inaccessible)

Vu que la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des «Caquot »

Application de la méthode (Caquot)

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants

04 type des poutrelles



D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3. Récapitulatif des résultats obtenus.

Elu									Els		
trav ée	L (m)	L' (m)	M _w (KN. m)	M _e (KN. m)	V _w (KN)	V _e (KN)	Mt (KN. m)	M _w (KN. m)	M _e (KN .m)	Mt (KN.m)	
1	A-B	3.76	3.76	0	-9.79	-14.88	8.83	16.95	0	- 7.12	11.72
	B-C	4.29	3.34	-9.79	-16.66	-15.61	12.40	7.12	-7.12	- 12.15	6.48
	C-D	5.32	5.32	-16.66	0	-20.50	14.24	12.51	-12.15	0	0.38

Moment d'inertie

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

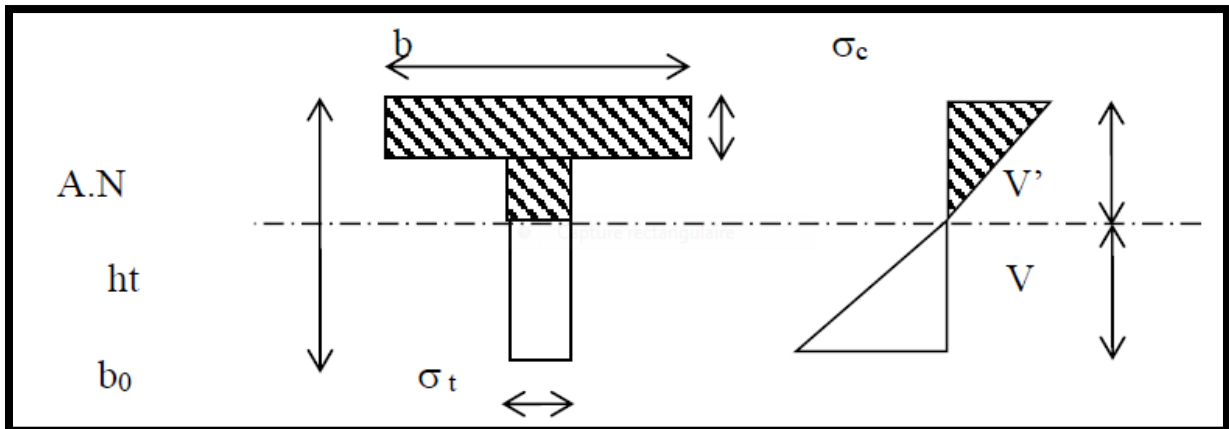


Figure III.3. Moment d'inertie

$$\begin{cases} I = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (V_1^3 - h_0^3)}{3} \\ V_1 = \frac{b_0 \times h^2 + (b-b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b-b_0) \times h_0]} \\ V_2 = ht - V_1 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} I = 14426.91 \text{ cm}^4 \\ V_1 = 6.25 \text{ cm} \\ V_2 = 13.75 \text{ cm} \end{cases}$$

Matériaux

Contrainte des aciers utilisés : $F_e E = 400 \text{ MPa}$. $F_e E = 500 \text{ MPa}$

Contrainte du béton à 28 jours : $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$.

Contrainte limite de traction du béton : $f_t 28 = 2.1 \text{ MPa}$.

Fissuration peu préjudiciable.

Sollicitation de calcul

Ferraillage des plancher terrasse

On ferraillera toute les poutrelles avec les sollicitations maximales

Tableau III.4. moments des efforts tranchants Max.

	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Vw(KN)	Ve(KN)	Mt(KN.m)
Elu	16.66	16.66	20.50	14.24	16.95
Els	12.15	12.15	11.38	14.94	11.72

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

On calcule le moment équilibre par la table

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

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$M_{t_{\max}} = 16.95 \text{KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t_{\max}} = 16.95 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.95 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.056 < 0.329 \rightarrow A' = 0$$

À partir de l'abaque $\beta = 0.971$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.95 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} = 2.78 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.95 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 434,78} = 2.23 \text{cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times h t \times v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0}{3} - (b_0 \times h t + (b - b_0) h_0) V^2$$

$$I = 14426.91 \text{m}^4$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} = 6.25 \text{cm}$$

$$V' = h t - V = 13.75 \text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.34 \text{cm}^2$$

Donc : $A_s \text{ cal} = 2.78 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{C.V}$

$A_s \text{ cal} = 2.23 > A_{\min} = 0.34 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Le choix: 3T12=3.39cm²/m

Le choix: 3T10=2.36cm²/m

- **Sur appuis :(intermédiaire)**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$$

$$M_a = 9.79 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.66 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.056$$

À partir de l'abaque $\beta = 0.971$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.66 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} = 2.74 \text{cm}^2/\text{m}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.66 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 454.78} = 2.19 \text{ m}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité (section en Tê)

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times h \times v'} \times \frac{f_t 28}{f_e} = \frac{14426.91}{0.81 \times 20 \times 13.75} \times \frac{2.1}{400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 2.74 > A_{\min} = 0.34 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_{\text{scal}} = 2.19 > A_{\min} = 0.34 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Le choix : 2T14=3.08cm²/m

Le choix : 2T12=2.26cm²/m

- **Calcul Les armatures transversales**

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\text{Diamètre } \Phi \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi = 6 \text{ mm}$

- **Calcul des espacements**

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

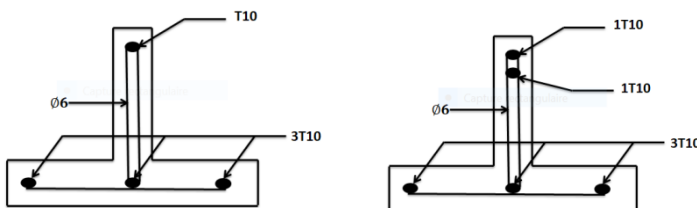
$$St \leq \min(16,20 ; 40\text{cm}) \quad St \leq 16,20 \text{ cm} \quad \text{Zone courante : } St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

Tableau III.5. Le ferrailage des planchers .

	Ferrailage		
		Travée	Appuis
Plancher RDC et étage courants	FeE400	3T10=2.36cm²/m	2T10=1.57cm²/m
	FeE500	3T10=2.36cm²/m	2T10=1.57cm²/m
Plancher terrasse	FeE400	3T12=3.39cm²/m	2T14=3.08cm²/m
	FeE500	3T10=2.36cm²/m	2T12=2.26cm²/m

Plancher étage courant : FeE400 , FeE500

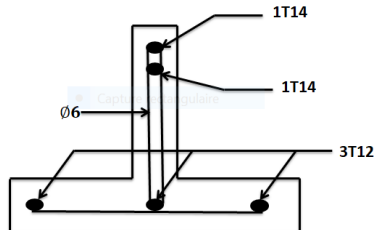
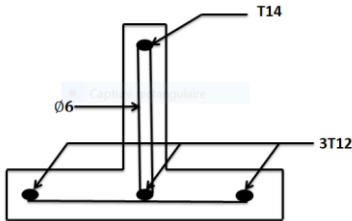


CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Travée

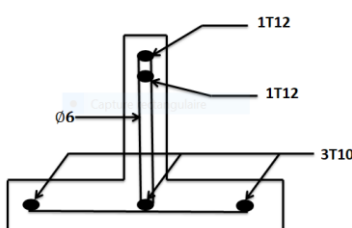
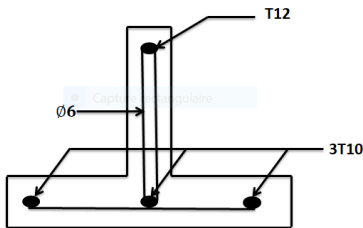
appuis

Plancher terrasse : FeE400



Travéeappuis

Plancher terrasse : FeE500



Travée

Appuis

Figure III.4.ferraillage des poutrelle

III.4.3. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

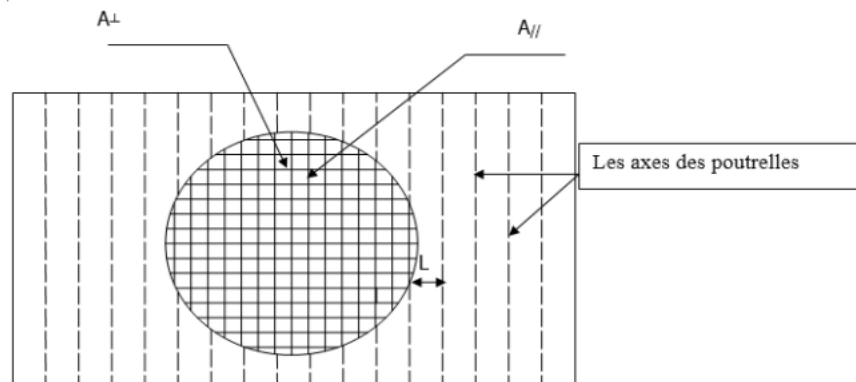


Figure III.5. Ferrailage de la dalle compression

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A^{\perp} \geq 200 / f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A^{\perp} \geq 4L / f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : l'écartement entre axe des nervures.

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A// \geq A^{\perp} / 2$$

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

On prend :

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

$$A// \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

On prend :

$$A// = 5 \text{ } \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

On prend un quadrillage de section $5\phi 6$ avec un espacement de 20 cm

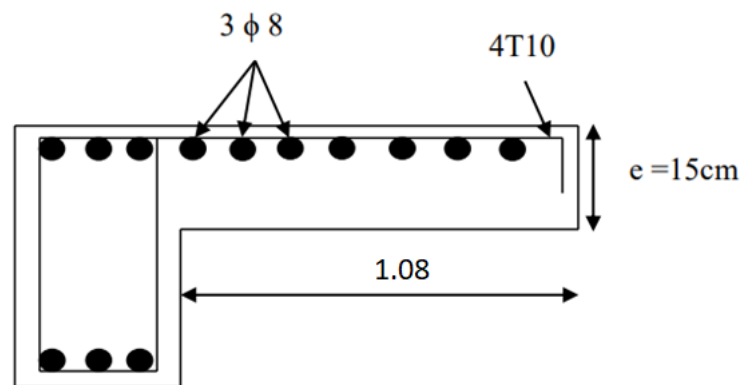
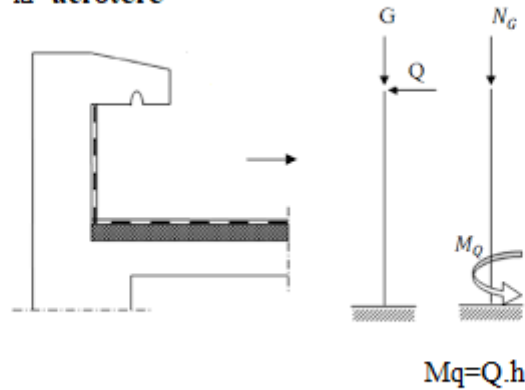


Figure III.6.Ferrailage du balcons FeE400 FeE500

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

III.5. L'acrotère

Schema statique de
la 'acrotère



Dimensions

Hauteur: $H_t = 60$ cm

Epaisseur: $e_p = 10$ cm

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

III.5.1. Calcul des sollicitations

Poids propre et poids propre d'étanchéité

$$S = (0.60 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$S = \mathbf{0,069 \text{ m}^2}$$

$$G_{\text{acrotère}} = S \times \gamma b = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ KN/m}$$

➤ Surcharge d'exploitation

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

III.5.2. Les sollicitation

• Effort normal de compression

$$N_U = 1,35G \times 1 = 1,35 \times 1,73 = 2.34 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = G = 1.73 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

- **Moment fléchissant**

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = (1.5 \times 1) \cdot 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

- **Effort tranchant**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN}$$

Enrobage

Vu que la fissuration est préjudiciable

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

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_U}{N_u} = \frac{0.9}{2.34} = 0.384 \text{ m}$$

Calcul du centre de pression

$$\frac{ep}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.384$$

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

- ❖ **Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :**

$$M_U = N_U \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \cong 2.34 \left(0.384 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c) \times N_U - M_U \leq (0.337h - 0.81C) \cdot \sigma_{bc} \cdot b \cdot h$$

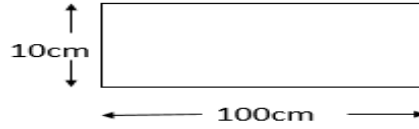
$$((0.9 \times 0.10) - 0.02) \times 2.34 - 0.97 = -0.806 \text{ KN/m}$$

$$(0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 10 = 24.85$$

$$-0.806 \leq 24.85$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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



III.5.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

FeE400

$$M_U = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,90 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\beta = 0,996$$

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

On calcul

$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,90 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,228 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,228 - \frac{3,27 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e};$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m} \rightarrow \text{st}=25 \text{ cm}$$

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ On adopte : } A_s = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3\phi 8 \text{ p.m}$$

III.5.4 Vérification des contraintes (E. L. S)

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1.73 \times (0,384 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,72 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

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

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,048 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,048)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,048)^2$$

$$I = 1743,49 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{720}{1743,49} \times 2,048 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

▪ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}**

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

Avec : η : coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{720}{1743,49} (9 - 2,048) = 43,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Contrainte de cisaillement**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ K N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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

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

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Les coefficients A, C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003

A : Coefficient d'accélération de zone1(groupe d'usage02) $A=0.1$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p=0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1.73 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,7 \times 1.73 \times 0,15 = 0.73 \text{ KN}$

$F_p = 0.73\text{KN} < 1,5.Q = 1,5\text{KN}.....\text{Condition vérifiée}$

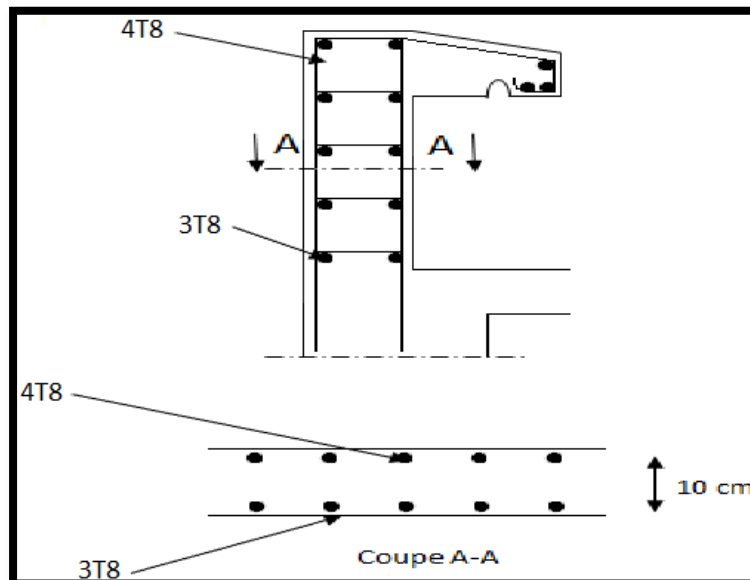


Figure III.7. Ferrailage de l'acrotère FeE400

FeE500

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$M_U = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,90 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\beta = 0,996$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

On calcul

$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,90 \times 10^3}{434,78 \times 0,996 \times 9} = 0,238 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,238 - \frac{2,34 \times 10^3}{100 \times 434,78} = 0,18 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 0,869 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 6 \text{ p.m} \rightarrow \text{st} = 25 \text{ cm}$$

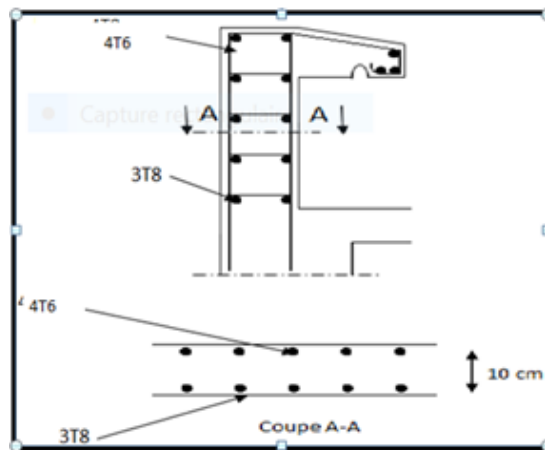


Figure III.8. Ferrailage de l'acrotère FeE500

III.6. Balcons

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en «porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

III.6.1. Les charges et des sollicitations

Epaisseur de la dalle pleine on prend $e = 15\text{cm}$.

$$G = 4.83\text{KN/m}^2$$

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

Charge surfacique et linéaire

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4.83) + (1,5 \times 3,5) = 11.77\text{KN/m}^2$$

$$Q_u = 11.77 \times 1\text{m} = 11.77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4.83 + 3,5 = 8,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 8,33 \times 1\text{m} = 8,33 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mur

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3 m de hauteur.

$$P_{mur} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 9 \times 0,25 \times 1,5 \times 1\text{m} = 4.04 \text{ KN D'où :}$$

$$P_u \text{ mur} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 4.04 = 5.45 \text{ KN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) : (Couche de 1.5cm) :

$$P_{enduit} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 0,18 \times 1,5 \times 1,5 \times 1\text{m} = 0,405 \text{ KN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) : (Couche de 2 cm) :

$$P_{enduit} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 0,18 \times 2 \times 1,5 \times 1\text{m} = 0,54 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_u \text{ enduit} = 1,35(P_{enduit} \text{ extérieur} + P_{enduit} \text{ intérieur})$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$= 1,35 \times (0,54 + 0,405) = 1,27 \text{ KN}$$

Charges totales

$$P_u = P_u \text{ mur} + P_u \text{ enduit} = 5,45 + 1,27 = 6,72 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 4,04 + 0,405 = 4,44 \text{ KN}$$

III.6.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_0 = \frac{QL^2}{2} + PL = \frac{11,77 \times 1,08^2}{2} + 6,72 \times 1,08 = 14,12 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$R_a = V_{\max} = ql + P = 11,77 \times 1,08 + 6,72 = 19,43 \text{ KN}$$

III.6.3. Calcul le Ferrailage

En travée FeE400

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}, M_0 = 13,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,12 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,054$$

À partir de l'abaque $\beta = 0,971$

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

$$A_{pr} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,12 \times 10^3}{0,971 \times 13,5 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T10 p.m (soit 3,14 cm²/m) et St = 25 cm

Les armatures de répartition (transversales)

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 3φ8 p.m (soit 1,51 cm²/m) et St = 25 cm.

Vérifications

Condition de non fragilité

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition vérifiée ;

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$T_u = 19,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19,43 \times 10^3}{100 \times 13,5} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée ;

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

En travée : **FeE500**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}, M_0 = 13,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,30 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,055$$

À partir de l'abaque $\beta = 0,971$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPA}$$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,30 \times 10^3}{0,971 \times 13,5 \times 434,78} = 2,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T10 p.m (soit 3,14 cm²/m) et St = 25 cm.

Les armatures de répartition (transversales) : $A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

On adopte 3φ8 p.m (soit 1,51 cm²/m) et St = 25 cm

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

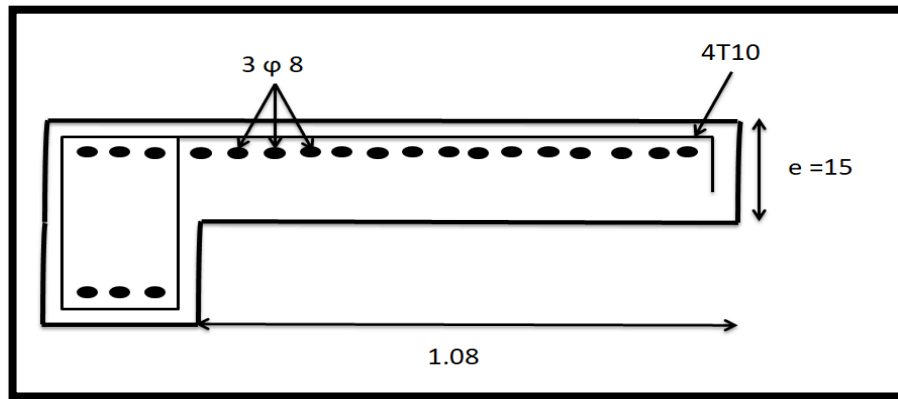


Figure III.9. Ferrailage de balcons

III.7. Les escalier

Les escaliers est une construction architecturale constitué d'une suite régulière des plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer d'un niveau a un autre.

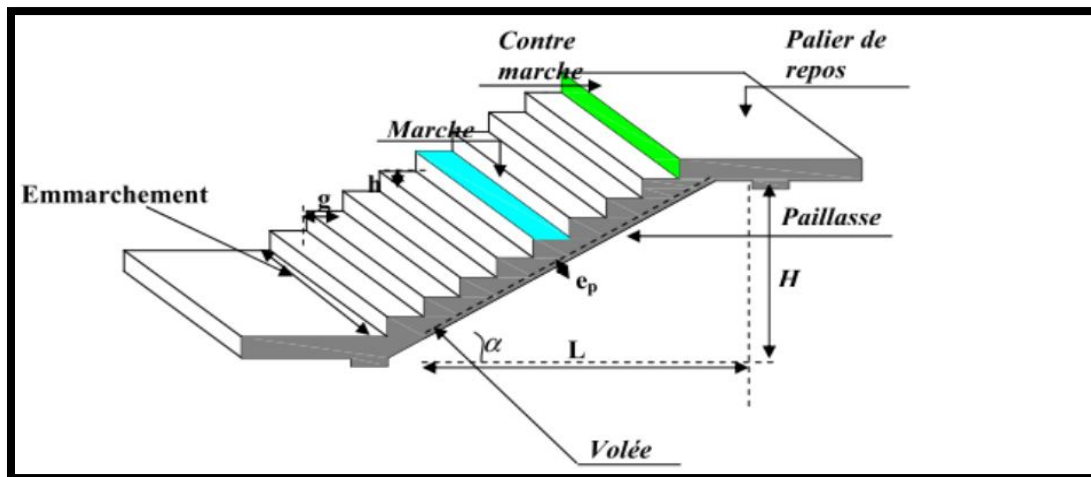


Figure III.10. : les escaliers

III.7.1. Formule de Blondel

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots (1).$$

Avec :

- h : La hauteur de la marche (contre marche).
- g : La largeur de la marche.

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

On prend : $2h + g = 64$ cm (usage publiques).

$$\text{On a : } H = n \times h = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$L = (n+1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Le nombre de contre marche.

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

III.7.2 Dimensionnement des marches et contre marches

D'après BLONDEL on a : $2h + g = 64$

$$64 = 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} \dots \dots \dots (1)$$

$$64 \times n^2 - (64 + L + 2 \times H) n + 2H = 0 \dots \dots (2).$$

Avec :

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

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

La solution de l'équation est :

$$n = 9 \text{ contre marches.}$$

Donc les membres de marche : $n - 1 = 8$ marches.

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

$$2h + g = 64 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{----- condition vérifiée.}$$

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

$$\text{tg } \alpha = h/g = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,68^\circ \rightarrow \text{cos } \alpha = 0,87$$

III.7.3. Epaisseur de paillasse (ev)

$$\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \text{cos } \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \text{cos } \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ev \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

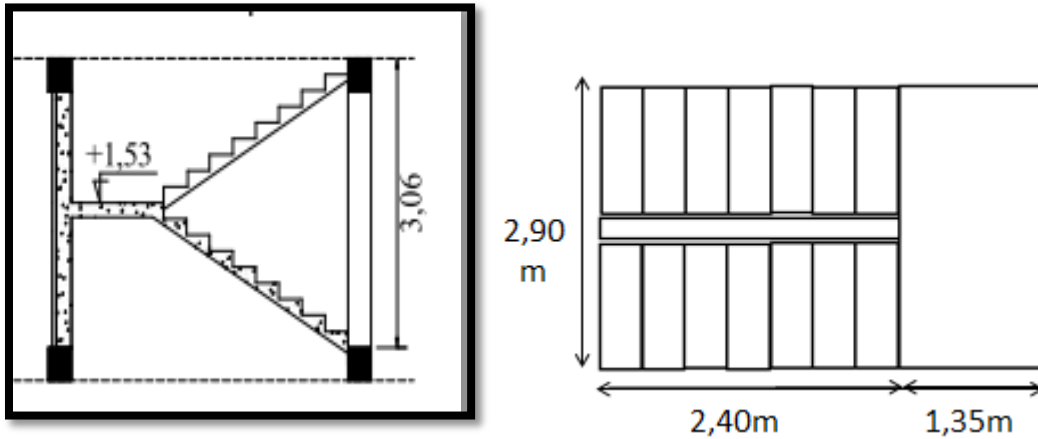
$$\rightarrow 9.19 \text{ cm} \leq ev \leq 13.79 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur la paillasse : $ev = 12$ cm

III.7.4. Epaisseur de palier (ep)

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$e_p = \frac{ev}{\cos\alpha} = 13.79\text{cm} \rightarrow \text{On prend : } e_p = 15\text{cm}.$$



II.7.5. Descente de charges

$$q_u \text{ volée} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = ((1,35 \times 7,27) + (1,5 \times 2,5)) \times 1\text{m}$$

$$q_u \text{ volée} = 13,56 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} \text{ volée} = (G + Q) \times 1\text{m} = (7,27 + 2,5) \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{ser}} \text{ volée} = 9,77 \text{ KN/m}$$

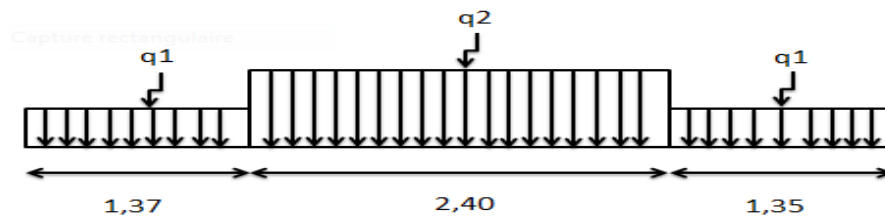
$$q_u \text{ Palier} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = ((1,35 \times 5,11) + 2,5 \times 1,5) \times 1\text{m}$$

$$q_u \text{ Palier} = 10,65 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} \text{ Palier} = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,11 + 2,5) \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{ser}} \text{ Palier} = 7,61 \text{ KN/m}$$

➤ Schéma statique



➤ Moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U

FeE400

$$\text{On a : } M_{\text{max}} = 41,74 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85.M_{\text{max}} = 35,48 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,4.M_{\text{max}} = 16,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.7.6. Ferrailage de l'escalier

En travée : (la paillasse)

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

Les armatures principales (longitudinales) :

$M_t = 18.77 \text{ KN.m}$; $d=0,9h = 10.8 \text{ cm}$; $b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18.77 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.114$$

À partir de l'abaque $\beta = 0.933$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.77 \times 10^3}{0.933 \times 10.8 \times 348} = 5.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 6T12 p.m (soit $6.79 \text{ cm}^2/\text{m}$) et $St = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition (transversales) : $A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

On adopte 4T10 p.m (soit $3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$) et $St = 25 \text{ cm}$.

Sur appuis : (le palier)

Sur appuis :

$M_a = 8.83 \text{ KN.m}$; $d=0,9h = 10.8 \text{ cm}$; $b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.83 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.034$$

partir de l'abaque $\rightarrow \beta = 0.983$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.83 \times 10^3}{0.983 \times 10.8 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T10 p.m (soit $3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$) et $St = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{pr}}{4} = 0.785 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$

On adopte 4T10 p.m (soit $3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$) et $St = 25 \text{ cm}$.

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

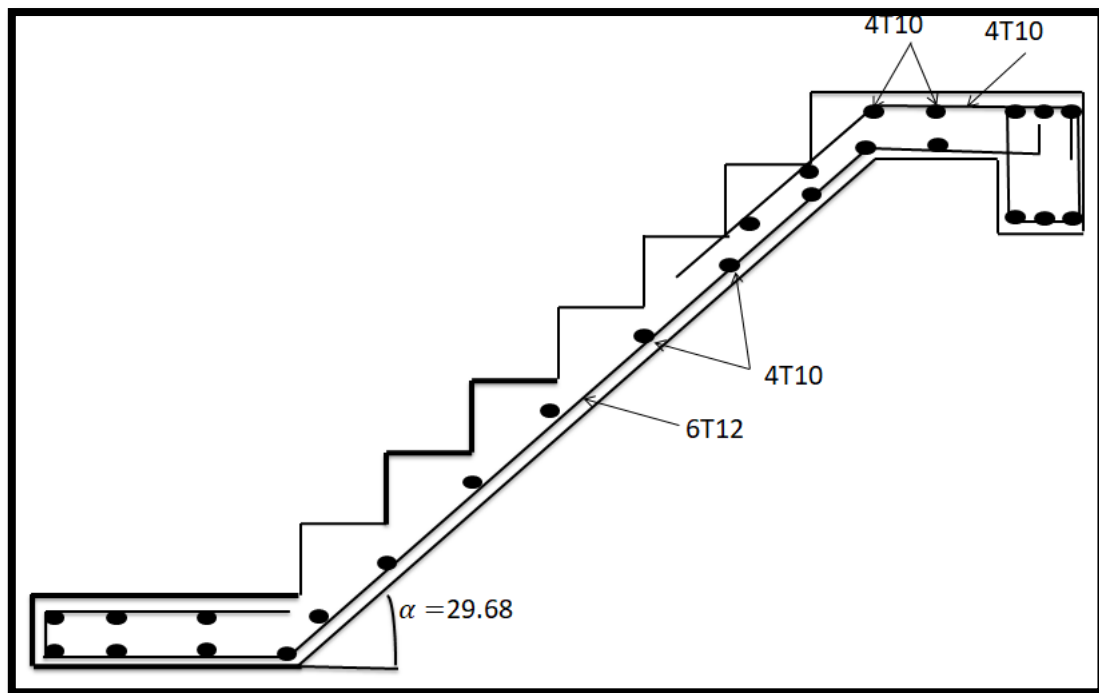


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des escaliers FeE400.

FeE500

$$\text{À } A_{pr} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.83 \times 10^3}{0.983 \times 10.8 \times 434.78} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T10 p.m (soit 3.14 cm²/m) et St = 25 cm.

Les armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{pr}}{4} = 0.785 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$

On adopte 4T10 p.m (soit 3.14 cm²/m) et St = 25 cm.

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

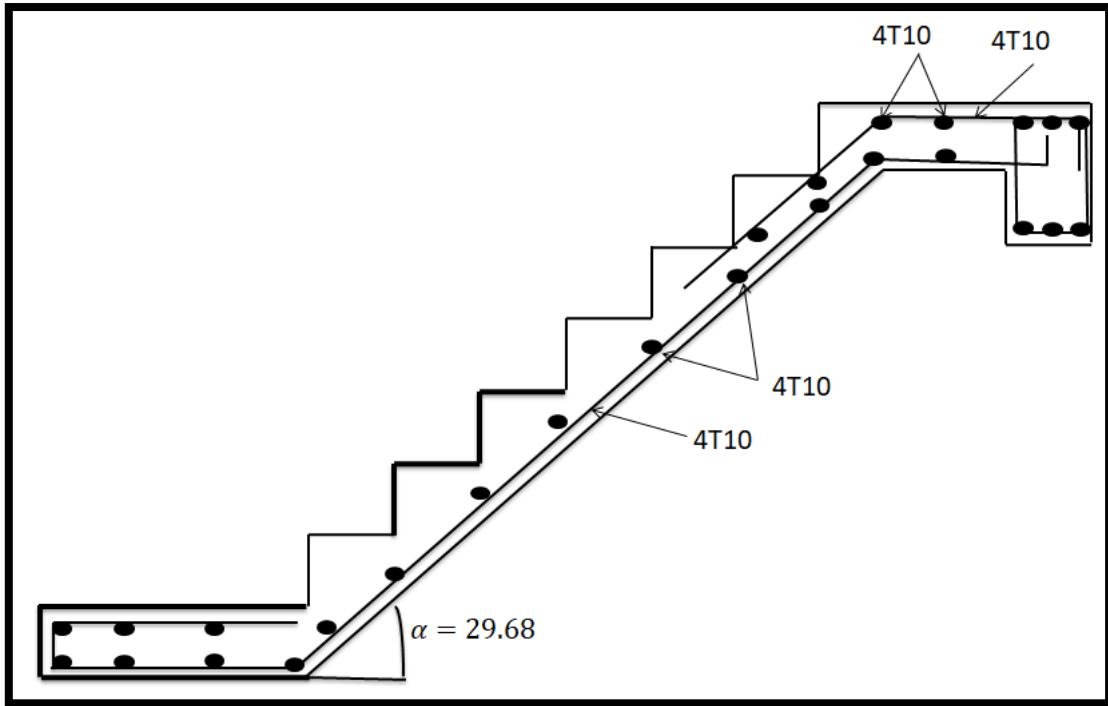


Figure III.12 : Schéma de ferrailage des escaliers FeE500.

❖ Les vérifications à ' E.L.U

Tableau III6: Les conditions du ferrailage des escaliers.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée : $A_{\min} = [0,23.b.d.f_{t28}/F_c E] = 1,30 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adoptir}} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifier.
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{30.77}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,28 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau} \dots C.V$
Vérification au niveau des appuis	$A_{\min} \geq \frac{1,15}{F_e} (T + \frac{M a}{0,9d})$ $A_{\min} \geq \frac{1,15}{400} (30.77 + \frac{16.70 \times 10^2}{0,9 \times 13,5})$ $A_{\min} \geq 4.83 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adoptir}} = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifier

❖ Vérification des contraintes à ' l'E.L.S

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$M_{\max} = 34.08\text{KN.m} ; A_s = 12,32\text{cm}^2$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85.M_{\max} = 26.97\text{KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4.M_{\max} = 13.63\text{KN.m}$$

En travée

- **Position de l'axe neutre**

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

$$50 y_1^2 + 184,8 y_1 - 1995,84 = 0 \Rightarrow y_1 = 4,73 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (4,73)^3}{3} + 15 \times 12,32 \times (10,8 - 4,73)^2$$

$$I = 10336,40 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{26.97 \times 10^3}{10336,40} \times 4,73 = 12,34\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,48\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

En appuis

- **Position de l'axe neutre**

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

$$50 y_1^2 + 82,5 y_1 - 1113,75 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,97 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,97)^3}{3} + 15 \times 5,50 \times (13,5 - 3,97)^2$$

$$I = 9578,42 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{13.63 \times 10^3}{9578,42} \times 3,97 = 5,65\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,32\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

- **Vérification la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{240} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{12}{240} \geq \frac{26,97}{10 \times 34,08} \\ \frac{12,32}{100 \cdot 10,8} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V} \\ 0,05 < 0,089 \dots \dots \dots \text{C.N.V} \\ 0,011 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

Lorsque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche.

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

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

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application ; avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{F_i} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_i \cdot \mu_i) ; I_{F_v} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g)$$

I_{F_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{F_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_s \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) + \frac{h}{2} + (h \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 12) + \frac{12}{2} + (12 \times 12,32 \times 10,8)}{(100 \times 12) + (15 \times 12,32)}$$

$$Y_G = 2,02 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 2,02 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 9,98 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \left(\frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b}{3} y_2^3 \right) + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2 = \left(\frac{100 \times (2,02)^3}{3} + \frac{100 \times (9,98)^3}{3} \right) + 15 \times 12,32 \times (10,8 - 2,02)^2$$

$$I = 47654,42 \text{ cm}^4$$

- **Charges prises en comptes**

1-charge avant mise de revêtement : $j = 3,45 \text{ KN/m}^2$

2-charge après mise de revêtement : $g = 7,27 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

3-charge total à l'E.L.S : $q = (g + Q) = 9,77 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des moments correspondants**

$$M_j = 0,85.j.L^2/8 = 0,85 \times 3,45 \times 2,4^2/8 = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85.g.L^2/8 = 0,85 \times 7,27 \times 2,4^2/8 = 4,45 \text{ KN.m}$$

$$M_q = 0,85.q.L^2/8 = 0,85 \times 9,77 \times 2,4^2/8 = 5,98 \text{ KN.m}$$

- **calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s.z} = \frac{2,11 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 18,40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s.z} = \frac{4,45 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 38,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{A_s.z} = \frac{5,98 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 52,14 \text{ Mpa}$$

Avec : $z = d(1 - 0,4\alpha_t)$; $\alpha_t = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,238}) = 0,345$

Donc : $z = 10,8(1 - 0,4 \times 0,345) = 9,31 \text{ cm}$

- **Calcul des coefficients:** f ; λ_i et λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{12,32}{100 \times 10,8} = 0,011 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2 + 3b_0/b).f} = \frac{0,05 \times 2,1}{[2 + 3 \times 100/100] \times 0,011} = 1,91 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1,91 = 0,76 \end{cases}$$

- **Calcul des coefficients (μ_i)**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \sigma_{sj} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 18,40 \times 0,011) + 2,1} = -1,16$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times \sigma_{sg} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 38,80 \times 0,011) + 2,1} = 0,04$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \sigma_{sq} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 52,14 \times 0,011) + 2,1} = 0,16$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$I_{F_j} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 - 1,91 \times 1,16)} = 43122,62 \text{cm}^4$$

$$I_{F_g} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 1,91 \times 0,04)} = 48699,24 \text{cm}^4$$

$$I_{F_q} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_q)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 1,91 \times 0,16)} = 40150,02 \text{cm}^4$$

$$I_{F_v} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 0,76 \times 0,04)} = 50873,31 \text{cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{F_i}}$$

$$F_{i_j} = \frac{2,11 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 43122,62} = 0,009 \text{cm}$$

$$F_{i_g} = \frac{4,45 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 48699,24} = 0,016 \text{cm}$$

$$F_{i_q} = \frac{5,98 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 40150,02} = 0,027 \text{cm}$$

$$F_{i_v} = \frac{4,45 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 50873,31} = 0,047 \text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = F_{v_g} - F_{i_j} + F_{i_q} - F_{i_g}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,047 - 0,009 + 0,027 - 0,016 = 0,033 \text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,049 \text{cm}$$

Il faut : $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,049 \text{cm} < F_{\text{adm}} = 0,48 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

III.8. Poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux)

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow h = 30 \text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8 \Rightarrow b = 30 \text{cm}$$

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition véri fié} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition véri fié} \end{array} \right.$$

2. Charge supportée par la poutre

-Poids propre de la poutre = $b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 0,3 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

-Poids du mur supporté par la poutre = $9 \times 0,15 \times (3,06 - 0,3) = 3,73 \text{ KN/m}$

-Réaction du palier sur la poutre : $R = 15,44 \text{ KN}$

$q_u = 1,35(2,25 + 3,73) + 15,44 + 1,5(2,5) = 27,26 \text{ KN/ml}$

$q_s = (2,625 + 3,73 + 15,44) + 2,5 = 23,92 \text{ KN/ml}$

3. Calcul des sollicitations à E.L.U

$$M_0 = 28,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 24,36 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,4 \times M_0 = 11,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III7 : Les résultats du ferrailage de la poutre palière.

Caracté- Ristique	h= 35cm	b = 30 cm	$F_c E = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	d= 31,5 cm
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
Travée FeE400	24.36	0,094	0,951	5.45	5T12/ml = 5.65cm ² S _t = 15cm
FeE500				1.87	4T12/ml = 4.52cm ² S _t = 15cm
Appuis FeE400	11.46	0,044	0,978	2.49	5T10/ml = 3,93cm ² S _t = 20cm

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

FeE500			1.82	4T10/ml = 3.14cm ² S _t = 15cm
---------------	--	--	------	---

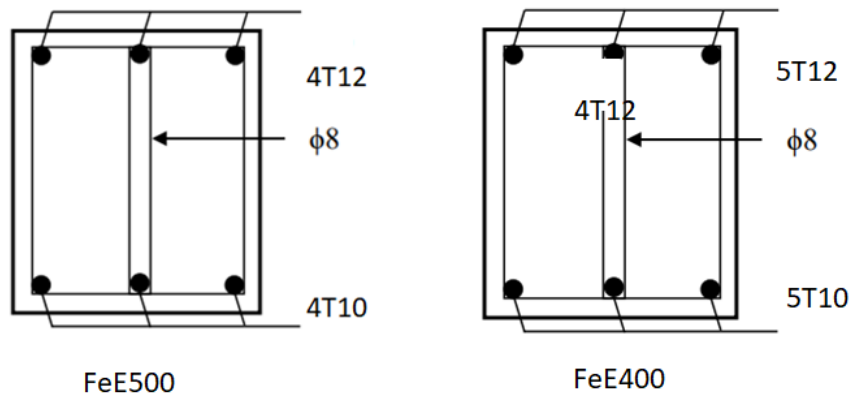


Figure III.13. : Schéma de ferrailage des poutrepaliér

4. Vérifications

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq [0,23.b.d.f_{c28}/F_e] = 1,14\text{cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_{st} = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,14\text{cm}^2 \\ A_{sa} = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,14\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{11.03.10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,12\text{Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,12\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

N'Y a Pas risque de cisaillement.

✓ Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$M_{\max} = 25.15\text{KN.m}$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85.M_{\max} = 21.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4.M_{\max} = 10.06\text{KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre: $A_s = 7,92\text{cm}^2$**

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

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

$$15y_1^2 + 118,8 y_1 - 3742,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 12,32\text{cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times (12,32)^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (31,5 - 12,32)^2$$

$$I = 62402,83 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{25.15 \times 10^3}{62402,83} \times 12,32 = 4.97\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.97\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

En appuis

- **Position de l'axe neutre : $A_s = 3,93$**

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

$$15y_1^2 + 58,95 y_1 - 1852,93 = 0 \Rightarrow y_1 = 9,32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times (9,32)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (31,5 - 9,32)^2$$

$$I = 37096,17 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{25.15 \times 10^3}{37096,17} \times 9,32 = 6,32\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,32\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

✓ **Vérification la flèche**

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT SECONDAIRE

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_c} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{385} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{35}{385} \geq \frac{21,38}{10 \times 25,15} \\ \frac{7,92}{30,31,5} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,09 \phi \geq 0,0625 \dots\dots\dots C.V \\ 0,09 \phi \geq 0,085 \dots\dots\dots C.V \\ 0,0084 \pi \geq 0,0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Calcul Armatures transversales (A_t)

- **Diamètre des armatures A_t**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 1 ; 3 ; 1 \} \Rightarrow \phi_t = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des cadres (S_t)**

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

CHAPITRE
IV : ETUDE
SISMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus destructrices et les plus puissantes connues de l'humanité. Ils sont causés par la libération soudaine d'énergie de la lithosphère terrestre, qui se traduit par des ondes sismiques qui peuvent causer d'énormes destructions sur leur passage. L'étude sismique est une discipline scientifique qui implique l'analyse des ondes sismiques pour déterminer les propriétés physiques du sous-sol terrestre. Il est utilisé pour mieux comprendre la structure

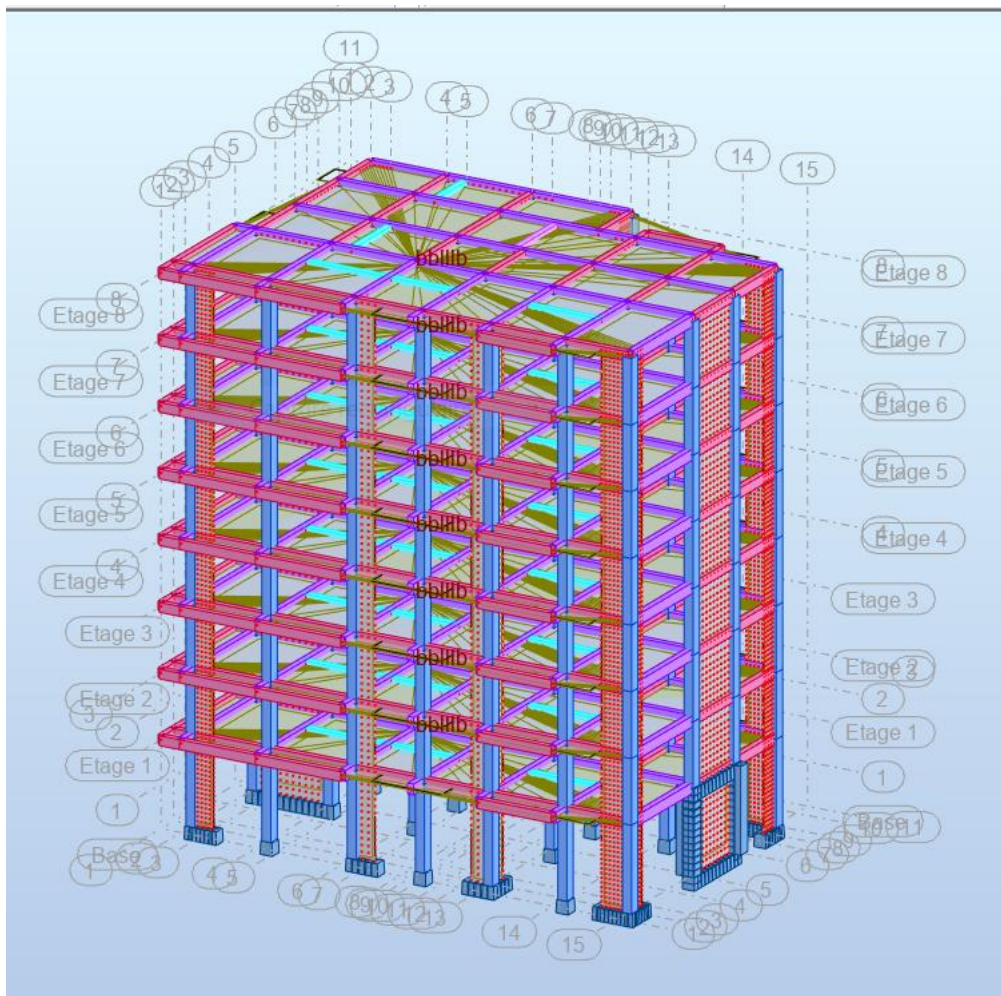


Figure IV.1 : modélisation 3D du bâtiment

IV.2. Méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;

- La méthode d'analyse dynamique paraccélérogrammes. .

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I** .

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre **bâtiment** ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones **I** et **II**

.Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique** (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcule des structures **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019**.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode : La méthode statique équivalente est une méthode utilisée en ingénierie pour déterminer les charges sismiques à appliquer aux bâtiments. Cette méthode consiste à remplacer les charges sismiques réelles qui agissent sur un bâtiment par des charges équivalentes qui ont le même effet sur le bâtiment. Les charges équivalentes sont calculées en utilisant des formules mathématiques et des hypothèses simplificatrices pour représenter les forces sismiques. Cette méthode est souvent utilisée pour la conception de bâtiments de faible hauteur ou de bâtiments simples, mais elle peut ne pas être appropriée pour les bâtiments de grande hauteur ou complexes

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure,

IV.3.2. Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Choix du plan du **BATIMENT** : notre structure est un modèle tridimensionnel ;

2. Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
3. Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles par Area sections Panneaux.
4. Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton et de l'acier .
5. Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;

Combinaisons de charges :

➤ **Combinaisons fondamentales**

$$1,35G + 1,5Q \text{ G} + Q$$

➤ **Combinaisons accidentelles**

$$0,8G \pm E \text{ G} + Q + E$$

Avec :

G: Charge permanent

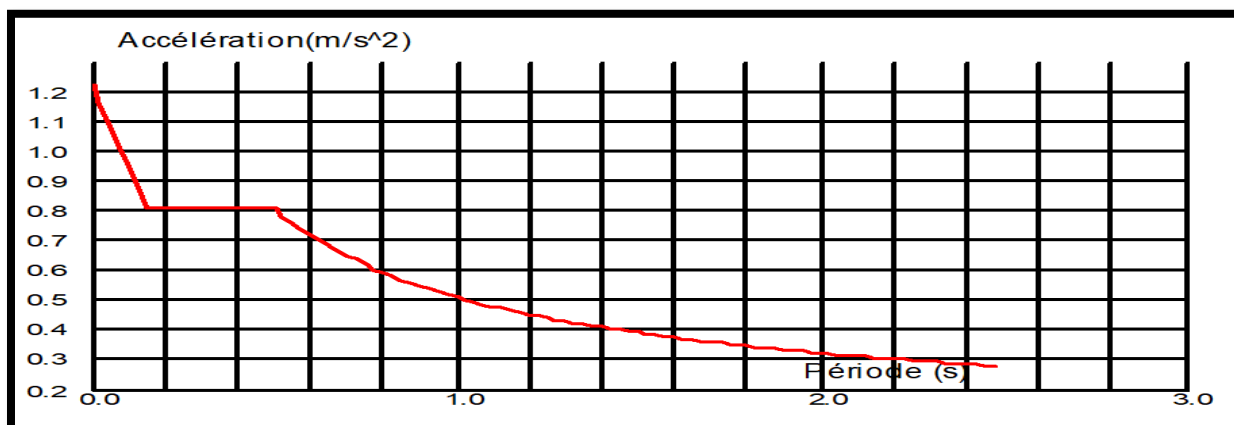
Q: Charge d'exploitation

E: Charge sismique

VI.3.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$



FigureIV.2: Spectre de réponse de calcul

IV.3.4. Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

IV.4.Calcul de l'effort sismique à la base :

IV.4.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Tableau IV-1 : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	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

Dans ce cas, A=0,10

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + 0,15 = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas

R = 4

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante
- W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

$$\beta = 0,20$$

Tableau IV- 3 : Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

IV.4.2.Détermination de poids (W_t) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural analyses Professional 2019**.

$W_t = 38040846.48$ kN

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$T_1=0,15\text{s}$ et $T_2=0,50\text{s}$ (Site meuble $S=3$)

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882 > 0,7 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003**

(formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ($T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{emp}}$).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ Ou } \begin{cases} h_N = 24.48 \text{ m} \\ C_T = 0,050 \end{cases}$$

$$T = 0,05 * (24.48)^{3/4} \rightarrow T = 0,55s$$

Tableau IV-5 Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1(s)$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2(s)$	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 22.22 \text{ m} \quad \text{et} \quad D_y = 16.47 \text{ m}$$

Sens (x)

$$T_x = 0.09 * (24.48) / \sqrt{22.22} = 0.47s$$

Sens (y)

$$T_y = 0.09 * (24.48) / \sqrt{16.47} = 0,54s$$

$$T = \min(T_x, T_y) = 0,47s$$

IV.4.3. Le comportement de la structure avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

IV.4.3.1. Le comportement de la structure sans voiles :

Tableau IV- 6 : Le comportement de la structure sans voiles.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,51	56.44	0,33	56.44	0,33	3824630
2	0,49	56.71	61.66	0,28	61.54	3824630
3	0,34	64.43	61.87	7.72	0,00	3824630
4	0,13	76.63	61.89	12.20	0,02	3824630
5	0,13	76.64	77.17	0,01	15,28	3824630
6	0,09	76.65	77.17	0.02	0,00	3824630
7	0,09	79.14	77.18	2.48	0,01	3824630
8	0,09	79.15	77.19	0.01	0,00	3824630
9	0.08	79.15	77.19	0.00	0.00	3824630
10	0..08	79.15	77.19	0.00	0.00	3824630

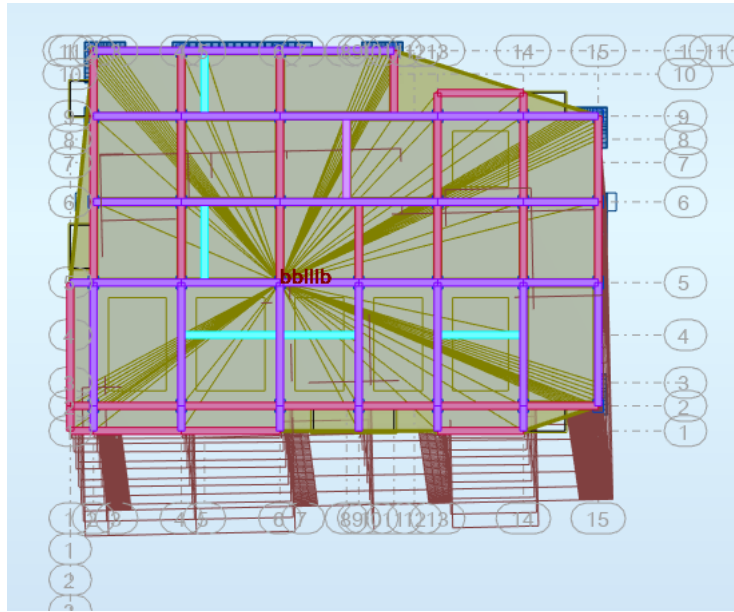
Remarque

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

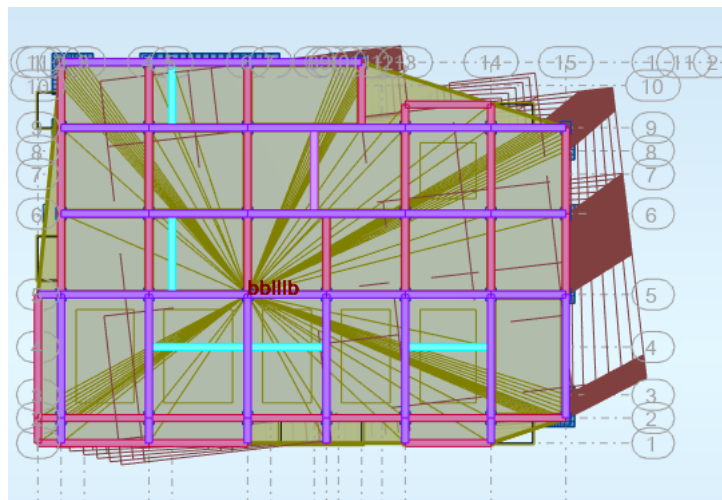
Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. **RPA page 50**

Résultats obtenus après analyse :

Mode 01 : translation suivant x



Mode 02 : translation suivant y



Mode 03 : rotation suivant z

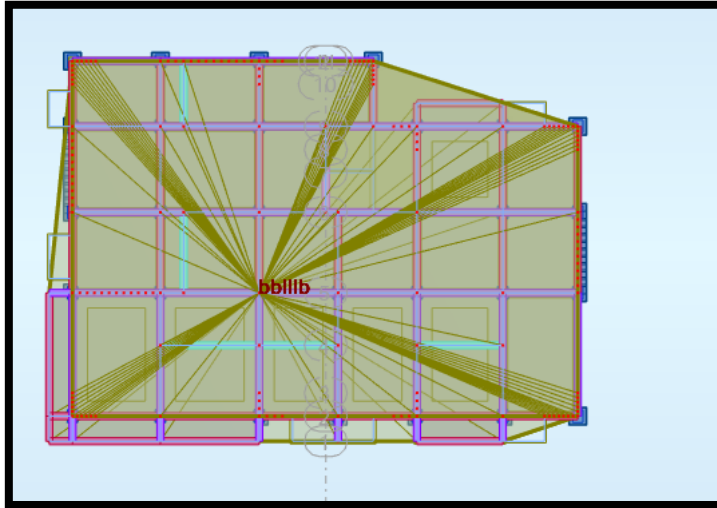


Figure IV.3 : nombre de mode a considérez

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

b) Calcul de l'effort :

A : Coefficient d'accélération de zone. **A = 0,10**

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen. **D=2. 205**

Q : facteur de qualité. **Q=1,15**

R : Coefficient de comportement global de la structure. **R=4**

W : poids total de la structure. **W= 38798.9 KN.**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times \Sigma w_i = 2933.20 \text{ KN}$$

VI.6. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003

V.6.1. La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier **Auto desk Robot Structural analyses Professional 2019** la résultante des forces sismiques à la base est égale à

Sens xx

$V_x \text{ dyn} = 2126.5 \text{ KN} > 80\% V = 2053.24 \text{ KN} < V_x \text{ dyn} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens yy

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

$V_{y \text{ dyn}} = 3467.9 \text{ KN} > 80\% V = 2053.24 \text{ KN} < V_{y \text{ dyn}} \rightarrow$ condition vérifiée.

V.4.2. Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

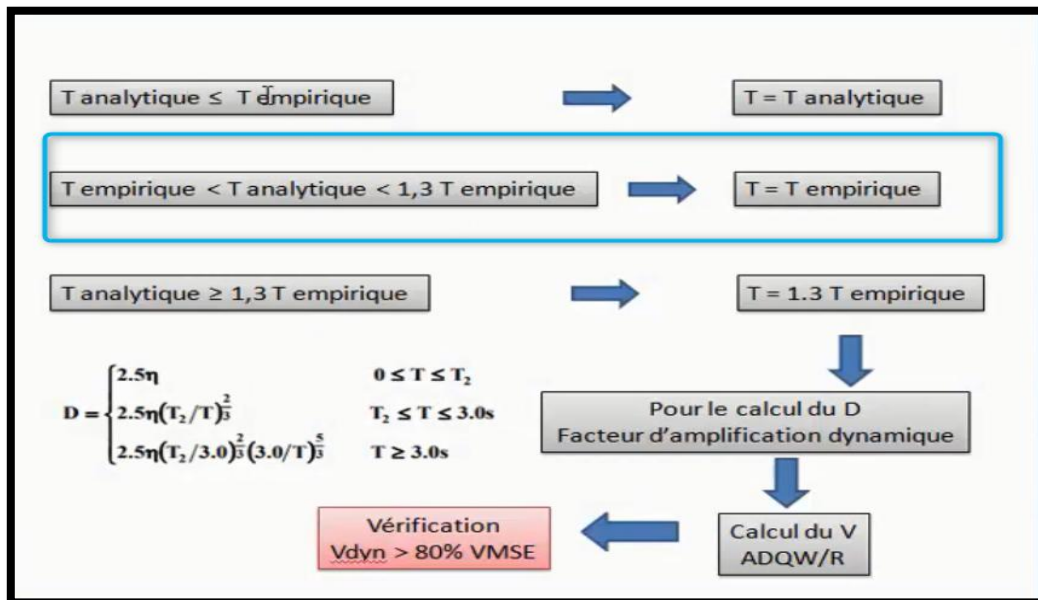
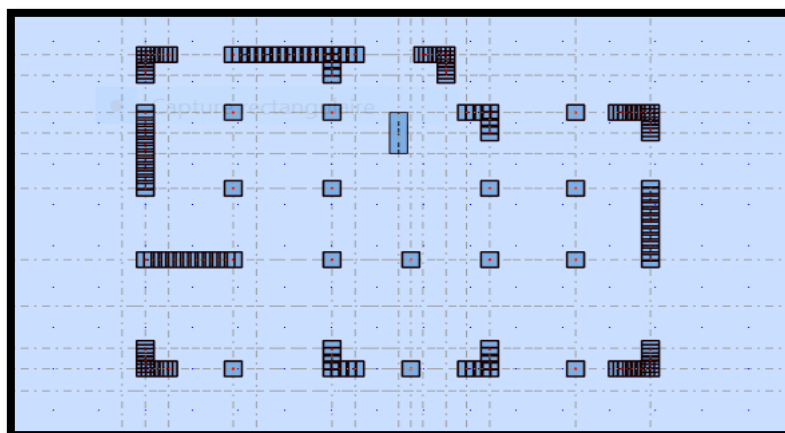


Figure IV.4. La période

✓ $T_{emp} = 0,51 < T_{num} < 1,3 T_{emp} = 1,3 \times 0,47 = 0,61$ Condition vérifiées

✓ $D = 2,5\eta = 2,205 \quad 0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2,205 \text{ s} \quad 0s \leq 0,47s \leq 0,50s.$



FigureV.5 : Disposition des voiles contreventements

IV.5. Calcul des déplacements

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 4
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau IV-7: Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Etage	R	δ_{ek}^x (cm) $\times R$	δ_{ek}^y (cm) $\times R$	Δ_K^x (cm) $\times R$	Δ_K^y (cm) $\times R$	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
RDC	4	0,00	0,00	0,00	0,00	306	Vérifier
1	4	1.2	1,2	1,2	1.2	306	vérifier
2	4	2.4	3.6	1,6	2	306	vérifier
3	4	4	6	1,6	2.8	306	vérifier
4	4	6	8.8	1,6	2.8	306	vérifier
5	4	7.6	11.6	1,6	2.8	306	vérifier
6	4	9.2	14.4	1,6	2.8	306	vérifier
7	4	10.4	9,83	1,6	2.4	306	vérifier

a) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2]}$$

PK: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

VK: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

ΔK : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

hK: Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 \pi \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K \phi 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T \phi 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

X-X :

Tableau IV-8 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Etage	P kn	ΔX cm	VX kn	H cm	θX	Vérification
RDC	38048.86	0,00	12540.82	306	0,00	OK
1	33085.58	0,3	10455.66	306	0,003	OK
2	27357.22	0,4	8369.59	306	0,004	OK
3	22286.6	0,4	6378.93	306	0,005	OK
4	17804.47	0,4	4533.32	306	0,005	OK
5	13322.24	0,4	2895.12	306	0,006	OK
6	8840.01	0,4	1546.71	306	0,007	OK
7	4319.93	0,3	544.96	306	0,010	OK

Y-Y:

Tableau IV- 9 : Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y).

Etage	P kn	ΔY cm	VY kn	H cm	θy	Vérification
RDC	38048.86	0,00	20697.82	306	0,00	OK
1	33085.58	0,3	17297.37	306	0,002	OK
2	27357.22	0,5	13895.63	306	0,002	OK
3	22286.6	0,7	10625.9	306	0,002	OK
4	17804.47	0,7	7577.5	306	0,005	OK
5	13322.24	0,7	4869.69	306	0,006	OK
6	8840.01	0,6	2608.47	306	0,007	OK

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

7	4319.93	0,6	923.88	306	0,009	OK
---	---------	-----	--------	-----	-------	----

b) Vérification au renversement :(RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des

Effets de renversement et/ou de glissement

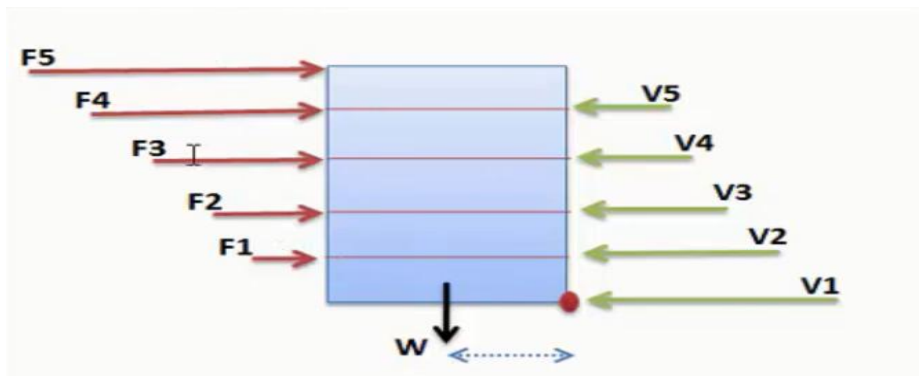
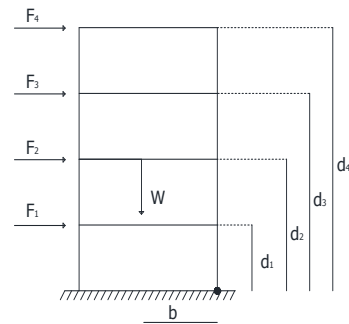
✓ $M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$

✓ $M_{\text{stabilisant}} = W \times b$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$



X-X :

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV-10 : Vérification au renversement selon le sens X-X.

ETAGE	Vx (KN)	FX	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	12540.8 2	2085.16	3,06	38040846.48	11.11	6380.59	422633804.3 9	OK
1	10455.6 6	2086.07	6,12			19147.34		OK
2	8369.59	1990.66	9.18			37421.60		OK
3	6378.93	1845.61	12,24			60011.86		OK
4	4533.32	1638.2	15,30			85076.23		OK
5	2895.12	1348.41	18,36			199833.13		OK
6	1546.71	1001.71	21,42			131289.761		OK
7	544.96	544.96	24,48			144630.38		OK
						624380.89		

: Tableau IV-11: Vérification au renversement selon le sens Y-Y

ETAGE	VY (KN)	FY	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	20697.82	3400.45	3,06	38040846.48	8.23	10405.38	313266370.76	OK
1	17297.37	3401.74	6,12			31224.03		OK
2	13895.63	3269.73	9,18			61240.15		OK
3	10625.9	3048.4	12,24			98552.56		OK
4	7577.5	2707.81	15,30			13982.05		OK
5	4869.69	2261.22	18,36			144135.46		OK
6	2608.47	1684.59	21,42			180219.37		OK
7	923.88	923.88	24,48			202835.96		OK
						742594.96		

IV.6. Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019** a permis de vérifier plusieurs critères :

- ✓ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{er} et le 2^{ème} soient des translations, le 3^{ème} soit une torsion pour avoir plus de sécurité.
- ✓ Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- ✓ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$)
- ✓ Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- ✓ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ✓ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- ✓ Vérifier le pourcentage donné par le RPA99 version2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- ✓ Vérification de la condition de l'effort réduit
- ✓ Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.
- ✓ La limite élastique aucun effet sur la réponse sismique

CHAPITRE V :
Ferraillage des
éléments
principaux

V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Hypothèses de calculs

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL91 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des Armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures Transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

- Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \rightarrow \begin{cases} \text{pour } f_e = 400MPa \rightarrow \sigma_s = 400 MPa. \\ \text{pour } f_e = 500MPa \rightarrow \sigma_s = 500 MPa. \end{cases}$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25MPa \rightarrow \sigma_b = 18,48 MPa$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Pour une situation courante : $\gamma_s=1,15 \rightarrow \begin{cases} \text{pour } f_e = 400\text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{pour } f_e = 600\text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 522 \text{ MPa.} \end{cases}$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa}$$

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5 \Rightarrow [A_{\min} = 0.5\% (b \times h)]$.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante $A_{\max1} = 4\% b h_t$ (Zone courante), et 6% en zone de recouvrement $A_{\max2} = 6\% b h_t$ (Zone de recouvrement)..
- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un Minimum de trois cadres /noeuds.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I).
 - Les cadres du noeud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les Poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud.

.Sens longitudinal « poutre secondaire»

➤ Armatures transversales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

Tableau V-1:Les sections min et max des poutres secondaires

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	30	45	5,25
$A_{\max1} = 4\%b.h_t$	30	45	42
$A_{\max2} = 6\% b.h_t$	30	45	63

.Sens transversal : « poutre principale»

➤ Armature longitudinale

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Tableau V-2:Les sections min et max des poutres principales.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	30	50	10
$A_{\max1} = 4\%b.h_t$	30	50	80

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t$	30	50	120
------------------------------	----	----	-----

V.2.3. Ferrailage des poutres principales pour $f_e=400$ MPa:

V.2.3.1. Exemple de calcul

Données :

- Largeur de la poutre $b=30$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=50$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t = 45$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

En appuis

Tableau V-3 : Représente le ferrailage en appuis du plancher RDC.

Moment ultime M_u	M_a (KN.m)	80.04 KN.m	$\mu=0,126 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0.093	
Etat limite de compression du béton	$\mu_i = 0,392$	$\mu < \mu_i$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,122	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,951	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5.37 cm ²	

➤ En travée

Tableau V-4 : Représente le ferrailage en travées du plancher RDC.

Moment ultime M_u	M_t	47.7KN.m	$\mu=0,124 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,055	
Etat limite de compression du béton	$\mu_i = 0,392$	$\mu < \mu_i$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,071	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,971	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3.13 cm ²	

V.2.3.2. Les vérifications

- Sens transversal : « poutre principale »
- ✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = (0,5 \times 30 \times 50) / 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 113.69 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 113.6 \times 10 / (30 \times 50) = 0.76 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.76 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

✓ **Calcul les armatures :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (14.29 ; 30 ; 20) \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Calculs de l'espacement**

$$s_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min (45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

Zone nodale : $s_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$s_t \leq \min (12.5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

Zone courante: $s_t \leq h/2$. $s_t \leq 20 \text{ cm}$.

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } s_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{Zone courante : } s_t = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$

- **La section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \rightarrow \left(\frac{At}{St} \right) \geq \frac{(0.76 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot 1,15} = 0.021 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,76}{2} = 0,38; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,165 \times b}{F_e} = \frac{0,38 \times 30}{235} = 0,048 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,048 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & F_b &= T \sqrt{2} \quad (\text{l'état d'équilibre}) \\ d'où: \bar{\sigma}_b &= 2T / ab & S &= a \times b / \sqrt{2} \end{aligned}$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$a \geq 2 \cdot T \cdot \gamma_b / (0,8 \cdot f_{c28} \cdot b)$$

$$a \geq 2 \times 113,69 \times 1,5 / (0,8 \times 25 \times 30 \times 10) = 0,056 \text{ m} = 5,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 26 \text{ cm} > 5,6 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **Entraînement des armatures :**

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \tau_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 113.69 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{\text{user}} = 1.5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1.33 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{\text{user}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1.5)^2 2,1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre «30cm » donc il faut courber les barres avec un rayon r :

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

40ϕ en zone I

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

- Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 26.54 \text{ KN.m} \quad A = 7.7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$by^2/2+n.A (d-y)=0 \Leftrightarrow 15y^2-115.5 y+5197.5=0 \Rightarrow y=15.16 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2=102995.76 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{26.54 \times 10^3}{102995.76} \times 15.16 = 3.90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,09 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}). \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,09 > 0,013 (\text{condition vérifiée}). \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0031 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Tableau V-5 : ferrailage des poutres pour $f_e=400 \text{ MPa}$.

RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	Asmin	As cm ² /m	Armatures adopté	As adoptées cm ² /m
Poutres principales (30x50) Rive						
Appuis		80.04	10	5.37	4HA14	6.16
Travée		47.7	10	3.13	4HA14	6.16
Poutres principales(30x50) Intermédiaire						
Appuis		99.28	10	6.76	5HA14	7.70
Travée		51.07	10	3.36	5HA14	7.70
Poutres secondaires (30x45) Rive						
Appuis		39.22	6	2.56	3HA14	4.62
Travée		17	6	1.09	3HA14	4.62

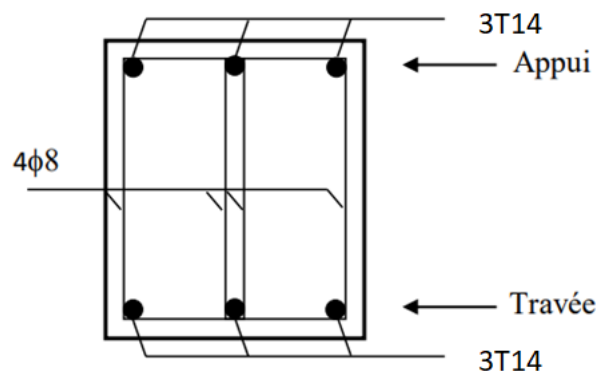
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Poutres secondaires (30x45) Intermédiaire					
Appuis	57.17	6	3.78	3HA14	4.62
Travée	25.55	6	1.63	3HA14	4.62

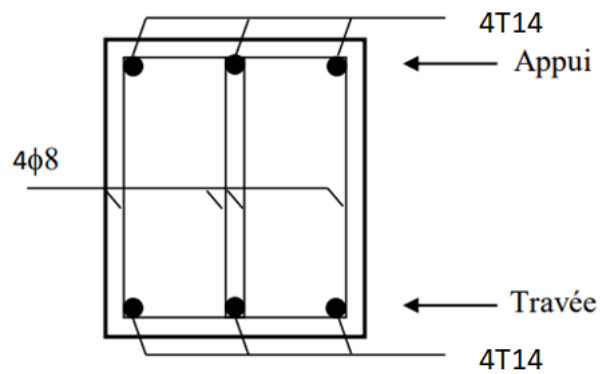
V.2.4. Ferrailage des poutres pour $f_c=500\text{MPa}$:

Tableau V-6 : Tableau de ferrailage des poutres pour $f_c=500\text{ MPa}$.

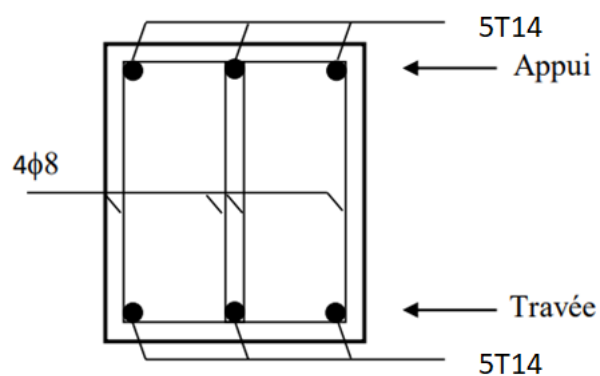
RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	Asmin	A_S cm²/m	Armatures adopté	A_S adoptées cm²/m
Poutres principales (30x50) Rive						
Appuis		80.04	10	4.19	3HA14	4.62
Travée		47.7	10	2.45	3HA14	4.62
Poutres principales(30x50) Intermédiaire						
Appuis		99.28	10	5.27	4HA14	6.16
Travée		51.07	10	2.62	4HA14	3.08
Poutres secondaires (30x45) Rive						
Appuis		39.22	6	2.26	3HA14	4.62
Travée		17	6	0.965	3HA14	4.62
Poutres secondaires (30x45) Intermédiaire						
Appuis		57.17	6	3.35	3HA14	4.62
Travée		25.55	6	1.46	3HA14	4.62



Poutre principale rive FeE400 . poutre secondaire rive , intermédiaire FeE400. FeE500



. poutre principale rive FeE500. poutre principale inter FeE500



poutre principale inter FeE400

Figure V.1 ferrailage des poutre

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V.3. Ferrailage des poteaux :

V.3.1. Méthode de calcul :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

➤ Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales « 1^{er} genre » BAEL 91 :

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)} \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles « 2^{ème} genre » RPA 99 :

$$0,8 \times G \pm E$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle $\gamma_s = 1 \rightarrow \begin{cases} \text{pour } f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \text{pour } f_e = 500 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa.} \end{cases}$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$

Pour une situation courante : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \begin{cases} \text{pour } f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{pour } f_e = 00 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa.} \end{cases}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

V.3.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V.3.3.Ferrailage des poteaux avec $f_e = 400MPa ; 500MPa$

Tableau V-7:Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(V2003)

pour $f_e = 400MPa; 500MPa$

Type de poteaux	Type 1 (40x50)
$A_{min}=0,8\%.S[cm^2]$	16
$A_{max1}=4\%.S[cm^2]$	80
$A_{max2}=6\%.S[cm^2]$	120

Nous avons une section transversale (40x50), pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte

maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton.

Le tableau ci-dessus présente l'illustration des résultats obtenus par (robot 2019) :

Tableau V-8: Les Sollicitations des poteaux pour $f_e = 400MPa ; 500MPa$

Poteaux	Combinaison s	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN)	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)
40X50 RDC	1.35G + 1.5Q	1091.32	23.15	45.85	98.64
	G + Q	750.11	15.78	31.19	65.12
	0.8G ± E	497.23	6.18	14.67	37.03
	G+Q±1.2E	801.8	14.87	33.19	64.33

V.3.3.1. Exemple de calcul: Poteau (1^{ème} au 4^{ème} étages): section (40X50) cm²

Données :

- Largeur du poteau $b= 40cm$.
- hauteur de la section $h_t= 50cm$.
- Enrobage $c=2,5 cm$.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 47,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Fissuration préjudiciable.

✓ Combinaison de 1^{er} genre (ELU) :

➤ 1^{er} Cas :

$$N_{\max} = 1091.32 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corresp}} = 23.15 \text{ KN.m}$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0212 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1091.32 (0,45 - 0,5/2 + 0,0212) = 241.399 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases}
 N_u < 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\
 M_u < N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc})
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 N_u = 1091.32 < 2377.1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\
 M_u = 241.399 \text{ KN.m} < 317.82 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}
 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

➤ 2^{ème} Cas :

$$M_{\max} = 45.85 \text{ KN}$$

$$N_{\text{corresp}} = 98.64 \text{ KN.m}$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.46$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 363,8 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,0770 \right) = 30,26 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$
$$\begin{cases} N_u = 98,64 \text{ KN} < 1110,03 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \\ M_u = 30,26 \text{ KN.m} < 635,49 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

V.3.3.2. Les vérifications :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

« le poteau le plus sollicité (30x50) cm² » : $T_{\max} = 27,71 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 27,71 \times 10 / (30 \times 45) = 0,2 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée .}$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- S_t : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

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

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.2- Calcul de l'élancement géométrique λ_g : RDC....7^{em} ETAGE

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,30 = 7,14$$

$$\lambda_g = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 2,5 \cdot 27,71 \times 10}{50 \cdot 235} = 0,88 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4,2 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 30 = 1,65 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 30 = 2,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 2,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e- Détermination de la zone nodale :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

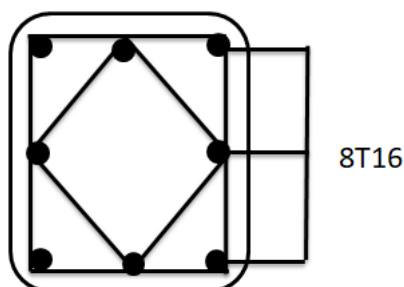
La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left. \begin{aligned} h' &= \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} (306/6; 30; 50; 60) = 60 \text{ cm.} \\ L' &= 2.h = 2.50 = 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010**(suivant **BAEL 91 mod.99**) dans les combinaisons suivantes :

Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux. FeE400 . FeE500.

Étage	Section (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	At
RDC+7étage	(40x50)	13.5	8HA16 As=16.08	10	15	Ø10



FigureV.2. ferrailage des poteaux

V.3.4.Les voiles

V.3.4.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler 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.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

V.3.4.2. Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement 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 structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a 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 d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

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 :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

V.3.4.3. La method de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

- M : Moment fléchissant appliqué ;
- A : Section du voile ;
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ 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 R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

1) Armatures verticales

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

1) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

1) Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

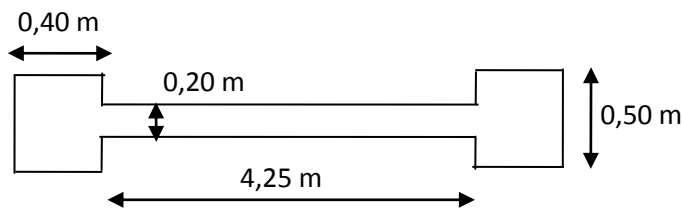
Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.4. Ferrailage des voiles

Exemple de calcul

Epaisseur du voile :

On prend: **a = 20 cm**



$$A = (0,2 \times 4,25) + (0,5 \times 0,4)^2 = 1,05 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,25^3}{12} = 1,28 \text{ m}^4$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$V = 0,5 + \frac{4,25}{2} = 2,63 \text{ m}$$

$$A = 1,05 \text{ m}^2$$

$$I = 1,28 \text{ m}^4$$

$$V = 2,63 \text{ m}$$

$$N = 732,50 \text{ KN}$$

$$M = 33,67 \text{ KN.m}$$

$$T = 38,81 \text{ kn}$$

Figure-V.3. : Schéma de voile

Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{732,50}{1,05} + \frac{33,67 \times 2,63}{1,28} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{732,50}{1,05} - \frac{33,67 \times 2,63}{1,28} = 0,63 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1- Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A(version2003) on à

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diameter $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$St \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml**.

2- Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales, soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

3- Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins on prend donc **4φ6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$$

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 : $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 38,81 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,25} = 0,064 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,064 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

V.5. Disposition des armatures

1- armatures verticales

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

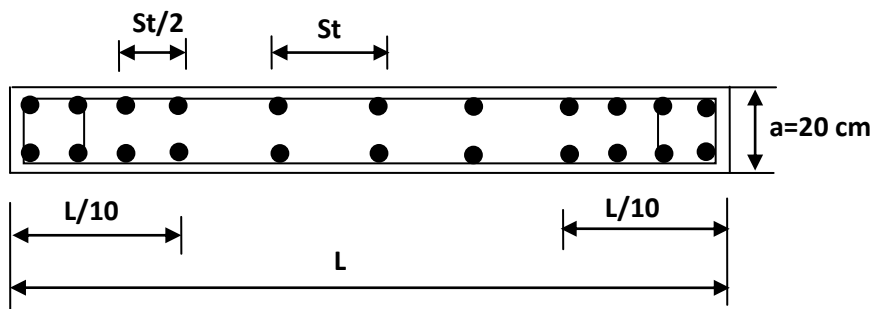


Figure –V.4..:Disposition des armatures verticales dans les

2- armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournée 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.

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

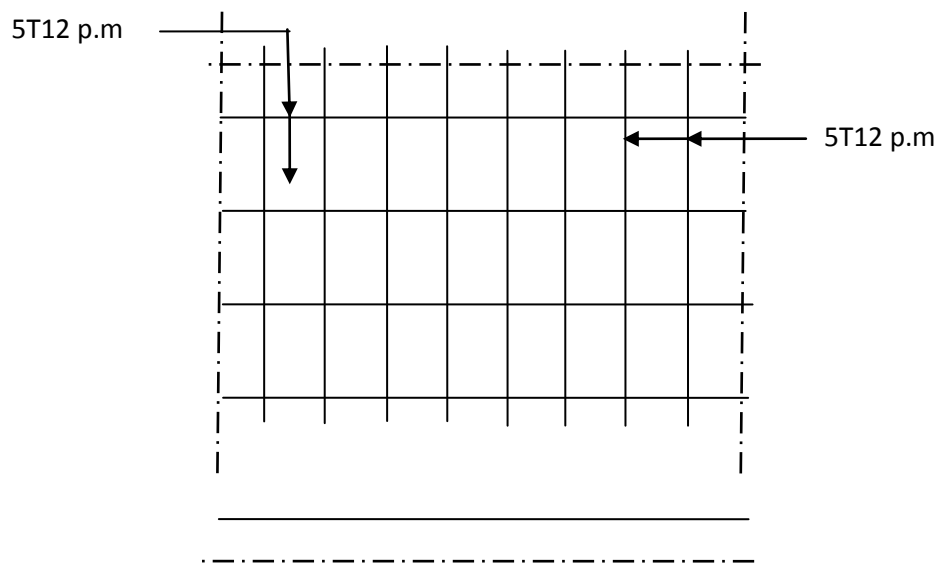


Fig.V.5. -Disposition du ferrailage voile.

***Chapitre VI:
Etude de
l'infrastructure
re***

VI.1.Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol. Le terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 2 m.

VI.1.1. Calcul des fondations :

D'après le rapport du sol notre terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y a pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ultime} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondations 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 ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général

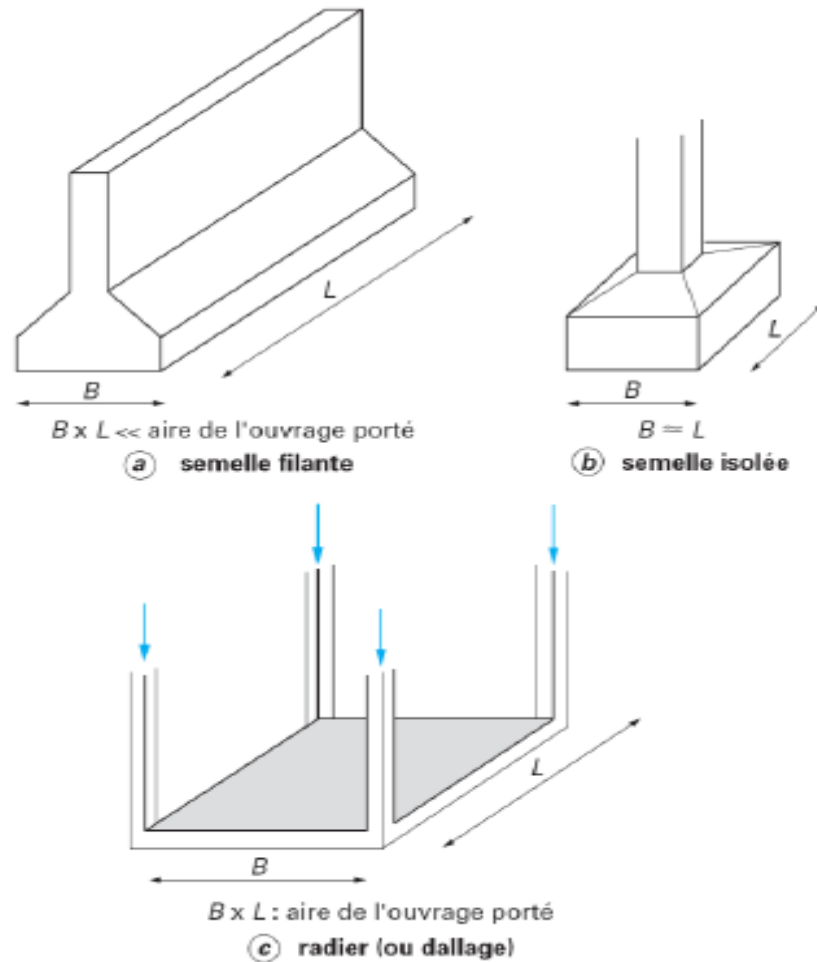


Figure VI-1 : Les types des fondations.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = G_T + Q_T$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment : 365.96 m^2
 - Surface totale de la semelle : 261 m^2
- $$S_s / S_b = 0,71 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

VI.1.2. Calcul du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

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).

VI.3. Calcul du radier pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

VI.3.1. Surface nécessaire :

La surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1,5.

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{necc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{necc}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour : $N = N_{\text{ser}} = 44397.4 \text{ KN}$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$$

On trouve : $S \geq 4.14 \text{ m}^2$

$$S_{\text{nécessaire}} = 4.14 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 365.96 \text{ m}^2$$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.3.2. Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $hr = 100\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (50 ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0,35 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S = S_b + D \times 2 \times (X + Y)$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment

$$S' = 365,96 + 0,35 \times 2 \times (22,22 + 16,47) = 379,50 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est $S_r = 379,50 \text{ m}^2$.

VI.3.3. Pré dimensionnement de radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,80 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 60578,6 / 326,50 = 165,53 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 847,34 \times 1 \text{ ml} = 847,34 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 847,34 \times 5,34 / 2 = 2262,4 \text{ KN}$$

$$V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \cdot f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{346,60 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 3,77 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}; L = 5,34 \text{ m}$$

$$21,36 \text{ cm} \leq d \leq 26,7 \text{ cm}$$

$h = d + c = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$; on prend : $h = 40 \text{ cm}$; $d = 35 \text{ cm}$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40$ cm.

VI.3.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 59.33\text{cm} \leq h \leq 89\text{cm}$$

On prend : $d=59.33$ cm ; $h = 80\text{cm}$; $b = 50$ cm.

VI.3.4.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r \times h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 6574 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 6574 + 621.45 = 7195.45$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{7195.45}{379.5} = 18.96 \text{ KN/m}^2 = 0.1896 \text{ t/m}^2$$

$\leq 15 \text{ t/m}^2$ **Condition vérifiée**

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,8)^3 / 12 = 0,02133 \text{ cm}^4.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 1 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 400 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,043}{500 \times 0,5}} = 3.75 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4.29 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 5.89 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VI.3.4.2. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = 163.75 \text{ KN/m}^2$$

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 40 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{rad}} = 163.75 - 10 = 153.75 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 127,17 \text{ KN/m}^2.$$

VI.3.4.3. 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.

a) Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et v (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 encastés 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 : $\begin{cases} M_a = 0,35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELUv = 0

Sens X

$$M_0 = 129.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 110.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 97.36 \text{ KN.m}$$

Sens Y

$$M_0 = 39.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 33.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 22.72 \text{ KN.m}$$

b-2) Calcul des armatures :

➤ **Suivant L_x :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110.34 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,106 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0623 \rightarrow \beta = 0,944 ;$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110.34 \times 10^3}{0,944 \times 35 \times 348} = 12.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 9T14 = 13.85 cm², avec un espacement de 25 cm.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110.34 \times 10^3}{0,944 \times 35 \times 434.78} = 9.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7T14 = 10.78 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{97.68 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,094 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951 ;$$

FeE400

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{97.68 \times 10^3}{0,951 \times 35 \times 348} = 10.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 8T14 = 12.32 cm², avec un espacement de 25 cm.

FeE500

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{97.68 \times 10^3}{0,951 \times 35 \times 434.78} = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 = 9.24 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Suivant L_y :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.68 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,65 \times 10^3}{0,984 \times 35 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,65 \times 10^3}{0,984 \times 35 \times 434.78} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.78 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989;$$

FeE400

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.72 \times 10^3}{0,989 \times 35 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

On adopte : 4T14 = 6.16 cm², avec un espacement de 25 cm.

FeE500

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,65 \times 10^3}{0,989 \times 35 \times 434,78} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.4.4.Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

$$\text{Poids propre } p_p : P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,8 \times 0,5 = 1 \text{ t/m}$$

$$Q = 10,37 \text{ t/m}^2$$

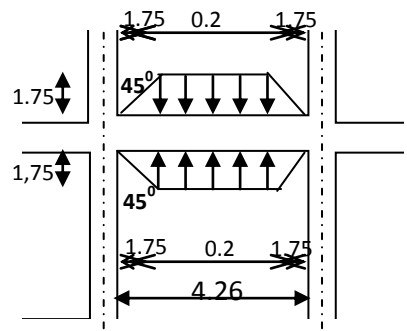
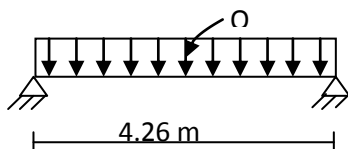
-Calcul de q_u :

$$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 12,5 - 1 = 11,50 \text{ t/ml}$$

a-2) Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$



Avec :

$$L_{x1} = 4.29\text{m} ; L_{y1} = 3.70\text{m} ; L_{x2} = 4.26\text{m}$$

$$Q = 11,37 \text{ t/m}^2$$

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x2} \right] = \frac{11,37}{2} \left[\left(1 - \frac{4.26^2}{3 \times 3.7^2} \right) 4.26 + \left(1 - \frac{4.26^2}{3 \times 3.7^2} \right) 4.26 \right] \\ \hspace{15em} = 15.22\text{t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{26,83 \times 5,4^2}{8} = 34.03 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

a.3) Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 25.52\text{t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,94 \times 10^4}{50 \times 35^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,950 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,950 \times 35 \times 348} = 14,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,85 \times 10^4}{0,975 \times 35 \times 434,78} = 7,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{array} \right.$$

➤ **Sur appuis :**

Tableau VI-2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

	Intermédiaire		Rive
M_a (t.m)	= 0.5 × M ₀ = 17.15		= 0.35 × M ₀ = 10.29
μ → β	0,003 → 0.998		0,001 → 1
A_s (cm²)	FeE400	5.98	3.46

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

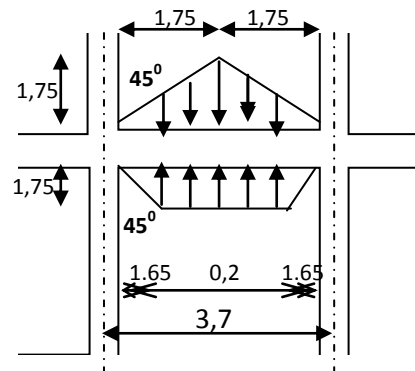
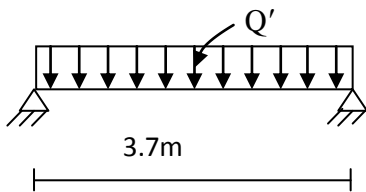
	FeE500	4.68	2.77
A_{adoptée} (cm²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56		2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

b) Sens transversale :

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 11,37 \times 3,70 = 22,05 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{27,98 \times 3,65^2}{8} = 47,99 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$



b.2) Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 35 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35 \times 10^4}{50 \times 35^2 \times 14,17} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,963 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,963 \times 35 \times 348} = 12,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,963 \times 35 \times 434,78} = 9,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

Tableau VI-3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal

	Intermédiaire	Rive
M_a (t. m)	= 0.5 × M ₀ = 24	= 0.35 × M ₀ = 16.80
μ → β	0,046 → 0,976	0,032 → 0,984
A_s (cm²)	FeE400	8.26
	FeE500	6.61
A_{adoptée} (cm²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

VI.3.4.5. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (60 - 0,1 fe) = 40\text{cm}$

Dans notre cas $h_a = 60\text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,60 \times 0,50)\text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6\text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

VI.3.4.6. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{553 \times 10^{-1}}{0,50 \times 0,855 \times 100} = 1,29\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1,29\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.7. Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 20; 50) = 20 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 24) = 20 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Espacement :

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{50 \cdot (0,72 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 400} = 2,07 \text{ cm}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,765; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.4. Calcul du radier pour: $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:

VI.4.1. Surface nécessaire :

La surface nécessaire du radier :

Pour : $N = N_{ser} = 34942,56 \text{ KN}$

On trouve : $S \geq 232,95 \text{ m}^2$

$S_{\text{nécessaire}} = 232,95 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 304,08 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.4.2. Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max}(hr/2; 30 \text{ cm})$. Où : $hr = 50 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(25; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0,3 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$S = S_b + D \times 2 \times (X+Y)$

$S' = 304,08 + 0,3 \times 2 \times (25,34 + 12,0) = 326,50 \text{ m}^2$

Alors la surface de radier est $S_r = 326,50 \text{ m}^2$.

VI.4.3. Pré dimensionnement de radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$L = 5,80 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 34942,56 / 326,50 = 107,02 \text{ KN/m}^2.$$

$$V_u = 107,02 \times 5,80 / 2 = 310,36 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{310,36 \times 10^{-2}}{0,06 \times 40 \times 1} = 0,1290 \text{ m} = 12,90 \text{ cm}$$

2^{ème} condition :

$$23,2 \text{ cm} \leq d \leq 29 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 27 + 5 = 32 \text{ cm} ; \text{ on prend } : h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm}$.

VI.4.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 64 \text{ cm} \leq h \leq 97 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } : d = 72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}.$$

VI.4.4.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = 25[0,6 \times 326,5 \times 0,80 \times 0,50 \times 167,65] = 6574 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S } : N_{\text{ser}} = 6574 + 34942,56 = 41516,56 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{41516,56}{326,50} = 127,156 \text{ KN/m}^2 = 12,72 \text{ t/m}^2$$

$$\leq 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La longueur élastique :

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,8)^3 / 12 = 0,02133 \text{ cm}^4.$$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

E : module d'élasticité du béton, $E = 3761947 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,50\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3761947 \times 0,02133}{500 \times 0,5}} = 4,23\text{m}$$

$$L_{\max} = 5,8 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,64 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VI.4.4.2. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = 127,156 \text{ KN/m}^2$$

Poids unitaire du radier :

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 114,66 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.4.3. Ferrailage du radier :

a) Calcul du ferrailage :

a.1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $v = 0$

Tableau VI - 4 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

L _X (m)	L _Y (m)	α	Sens x			Sens y				
			μ _x	M ₀ (kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)	μ _y	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)
3,65	5,80	0,62	0,0794	121,29	103,09	42,45	0,3205	38,87	33,04	13,60

a.2) Calcul des armatures :

➤ Suivant L_x :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{\text{tx}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103,09 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0035 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0035 \rightarrow \beta = 0,982 ;$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{103,09 \times 10^3}{0,982 \times 0,36 \times 348} = 8,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 = 9,24 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,45 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0140 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0140 \rightarrow \beta = 0,993 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,45 \times 10^3}{0,993 \times 0,36 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Suivant L_y :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,04 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0110 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0110 \rightarrow \beta = 0,994 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,04 \times 10^3}{0,994 \times 0,36 \times 348} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,60 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0050 \rightarrow \beta = 0,998 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,60 \times 10^3}{0,998 \times 0,36 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

b) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4.4. Ferrailage des poutres de libages :

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,8 \times 0,5 = 1 \text{ t/m}$

$$Q = 10,29 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 12,5 - 1 = 11,50 \text{ t/ml}$$

a-2) Calcul de Q' :

$$Q = 11,50 \text{ t/m}^2$$

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x2} \right] = \frac{11,5}{2} \left[\left(1 - \frac{3,25^2}{3 \times 5,4^2} \right) 3,25 + \left(1 - \frac{3,25^2}{3 \times 5,4^2} \right) 3,25 \right] \\ = 26,83 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{26,83 \times 5,4^2}{8} = 87,80 \text{ t.m} \end{cases}$$

a.3) Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 65,85 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{65,85 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 22,67} = 0,112 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,940 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,85 \times 10^4}{0,940 \times 72 \times 348} = 27,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T20} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 28,65 \text{ cm}^2$

➤ **Sur appuis :**

Tableau VI-5 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t. m)	$= 0.5 \times M_0 = 43,9$	$= 0.35 \times M_0 = 30,73$
$\mu \rightarrow \beta$	0,075 → 0,961	0,005 → 0,997
A_s (cm²)	10,25	12,30
$A_{adoptée}$ (cm²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13,56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13,56

b) Sens transversale :

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

b.2) Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$M_t = 34,94 \text{ t. m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,94 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 22,67} = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,940 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,940 \times 72 \times 348} = 14,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit} : 4T16 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T16 \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 4T16 \end{cases}$

➤ **Sur appuis :**

Tableau VI-6 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t. m)	$= 0.5 \times M_0 = 13,91$	$= 0.35 \times M_0 = 9,74$
$\mu \rightarrow \beta$	0,024 → 0,988	0,017 → 0,992
A_s (cm²)	5,62	3,92
$A_{adoptée}$ (cm²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

VI.4.4.5. Armature de peau :

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,60 \times 0,50) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

VI.4.4.6. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = QL/2 = 279,8 \times 5,8 / 2 = 811,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{811,42 \times 10^{-1}}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 5,20 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5,20 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.4.7. Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 20; 50) = 20 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 24) = 20 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{50 \cdot (0,72 - 0,3 \times 3) 15}{0,8 \times 400} = 3,09 \text{ cm.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, A=3,14 cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(1,125; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Ferrailage du radier :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$



Figure VI-2 : Schéma de ferrailage du radier.

Ferrailage de la poutre palière :

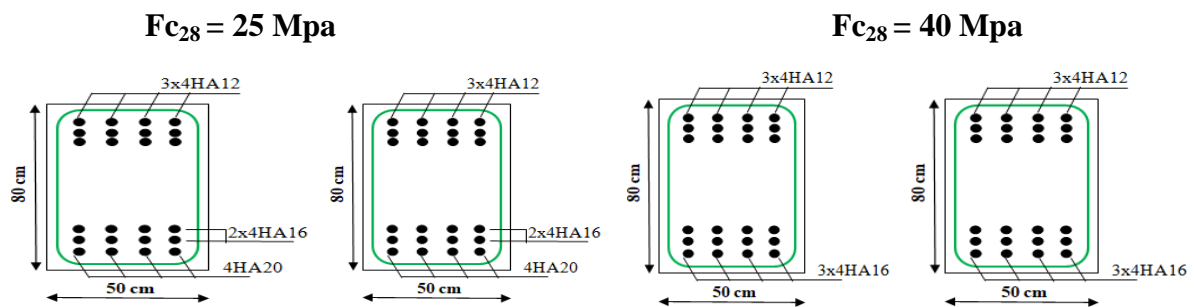


Figure VI-3 : Schéma de ferrailage de la poutre libage .

VI.5. Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée, filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des faibles portances du sol, un radier général à été adopté comme type de fondations.

***Conclusion
générale***

Conclusion générale

L'analyse d'une structure en génie civil met en évidence non seulement la conception adéquate, mais également la réalisation, qui est considérée comme l'étape cruciale pour assurer son succès (étude). De cette manière, les connaissances théoriques sont insuffisantes pour réaliser une réalisation exemplaire.

La première conclusion qui peut être tirée de cette étude est l'impact positif de l'utilisation d'une limite élastique de 500MPa sur l'aspect économique des structures en béton armé.

En revanche, l'étude de notre projet nous a donné l'opportunité de développer constamment nos connaissances (théoriques en général et expérimentales en particulier) acquises tout au long de notre formation.

Ainsi, il est essentiel de suivre une étude idéale avec une exécution totale. En effet, le délai de réalisation, le choix et la disposition appropriée du système de contreventement, l'adoption adéquate des matériaux de construction, la perfection de la variante de modélisation, ainsi que le choix du type d'infrastructure, sont des éléments clés qui déterminent le succès de l'étude d'une ossature d'une construction civile.

Grâce à l'utilisation du logiciel de modélisation, nous avons pu acquérir une vision différente du comportement dynamique de la structure face aux sollicitations, ce qui était jusqu'alors une partie absurde de notre imagination.

***Références
bibliographi
ques.***

Références bibliographiques

Règlements :

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

BAEL91/99 : Béton armé aux états limites

DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

RDM/VERSION6

Logiciel ROBOT.2019

Mémoires de fin d'étude :

ETUDE D'UN BATIMENT (R+9) A USAGE D'HABITATION EN BA IMPLANTE À TIARET ; par HALIMI Abdelhamid KOURICHI Nadjemeddine ; 2022/2023

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+7 implanté à Blida ; par Aït AbderrahimRafik ; 2022/2023