

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE
DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la
technologie Département

Génie civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : génie civil

Spécialité : structure

Par :

- BENZERROUG RANIA
- TABET AYA

Intitulé

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+5)**

Soutenu le: 2022

Devant le Jury composé de:

| <i>Nom & Prénom</i> | <i>Grade</i> | <i>Qualité</i> | <i>Etablissement</i> |
|------------------------------|--------------|------------------|----------------------|
| <i>M. DJOUDI Larbi</i> | <i>MCB</i> | <i>Président</i> | <i>Univ-BBA</i> |
| <i>M. MAZOUZ Badis /</i> | | <i>Encadreur</i> | <i>Univ-BBA</i> |
| <i>M.BENOUADAH Abdelatif</i> | <i>M.A.B</i> | <i>Examineur</i> | <i>Univ-BBA</i> |

Année Universitaire 2021/2022

***ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+5)***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment

Nous remercions « ALLAH » tout puissant de nous
avoir

Accordé la santé et la volonté de réaliser
Ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur monsieur **MAZOUZ
BADIS** et monsieur **LARBI DJOUDI**

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont
partagé de près ou de loin à l'élaboration
De ce travail.

DIDICACE

" و ما ترضيني إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "

Je dédie ce modeste travail à :

- Toute la famille « BENZERROUG »

Et aux personnes qui me sont les plus chères :

- mon très cher père CHERIF
- ma très chère mère DAOU
- A mon marie IDRIS CHETTIUI
- A mes très chers frères NINOUE et MOUSTAPHA
- A mes très chères sœurs NEDJMA ET AICHA,
IMANE

DIDICACE

" *و ما توفيقتي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب* "

Je dédie ce modeste travail à :

- Toute la famille « TABET »
- Chère père RABAH, Chère mère ZOUINA, mes bon parant ; que le dieu Tout puissant vous garde pour moi.
- A mes très chers frères.
- A mes très chères sœurs.
- A mes chers tentes et oncles.
- A toutes mes amies

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme Régulière à usage courant constituer d'un rez de chaussé et r+ 5 étages, Implanté dans la wilaya de Sétif commune d'Eulma.

Cette étude se compose de quatre parties :

-la première partie : c'est la description générale du projet avec

Une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

-la deuxième partie : à été consacrée aux éléments secondaires (L'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- l'étude dynamique de la structure à été entamée dans la

-Troisième partie : par robot 2014 afin de déterminer les différents sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- La dernière partie : comprend le ferrailage des différents Éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL 91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériennes RPA99 / 2003.

Mots clés : bâtiment, béton, robot 2014, RPA 99 / 2003, BAEL91.

الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة عن الاستعمال العادي هو طابق أرضي وطابق 5 + 1 ، ويقع في ولاية سطيف بلدية أولما.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

-الجزء الأول: هو الوصف العام للمشروع مع

عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى، ثم التحجيم المسبق للهيكل وأخيراً خفض الأحمال.

-الجزء الثاني: كُرس للعناصر الثانوية (عوارض الدرج والألواح الصلبة والأكروتيرا).

-بدأت الدراسة الدينامية للهيكل في:

-الجزء الثالث: لكل روبوت 2014 لتحديد ضغوط الأحمال المختلفة (الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل والأحمال الزلزالية).

-الجزء الأخير: يشمل تعزيز مختلف العناصر المقاومة للهيكل (الأساس والأعمدة والحزم).

وقد عدل هذا القانون 99 ونظام الزلازل الجزائري RPA99/ 2003 ، آخذاً في الاعتبار التوصيات الواردة في الوثيقة. BAEL 91

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة، 2014 الروبوت، RPA 99/2003، BAEL91.

Abstract :

This project presents a detailed study of a

Regular to common use constitute a ground floor and r+ 5 floors, Located in the wilaya of Sétif commune of Eulma.

This study consists of four parts:

-the first part: it is the general description of the project with

A presentation of the architectural aspect of the building elements, then the pre-sizing of the structure and finally the lowering of loads.

-the second part: was devoted to the secondary elements (the staircase beams, solid slabs and the acrotera).

- The dynamic study of the structure has been initiated in the

-Third part: per robot 2014 to determine the different loads stresses (permanent loads, operating loads and seismic loads).

- The last part: includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams).

This, taking into account the recommendations of BAEL 91, amended 99 and the Algerian earthquake regulations RPA99/ 2003.

Keywords: building, concrete, robot 2014, RPA 99/ 2003, BAEL91.

Sommaire

| | |
|--|----|
| Introduction Générale | / |
| Chapitre I : Présentation et Caractéristiques des matériaux | |
| I.1. Introduction | 1 |
| I.2. présentation de l'ouvrage | 1 |
| I.3. Description de l'ouvrage | 1 |
| I.3.1. Caractéristiques géométriques | 1 |
| I.3.2. Différents éléments de l'ouvrage | 1 |
| I.3.3. Règles et normes de calcul | 2 |
| I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux | 2 |
| I.4.1. Le Béton | 2 |
| I.4.1.1. Résistance mécanique du béton | 2 |
| I.4.1.2. Contrainte limite | 3 |
| I.4.2. Les aciers | 4 |
| I.4.2.1. Diagramme déformations-contraintes | 4 |
| I.4.2.2. Déformation et contrainte de calcul | 4 |
| Chapitre II : Pré-Dimensionnement | |
| II.1. Introduction | 7 |
| II.2. Pré-dimensionnement | 7 |
| II.2.1. Les planchers | 7 |
| II.2.1.1- Les nervures | 8 |
| II.2.1.2. Dalle pleine | 9 |
| II.2.2. Les poutres | 9 |
| II.2.3. Les poteaux | 10 |
| II.2.4. Voiles de contreventement | 11 |
| II.2.5. Les escaliers | 12 |
| II.3. Évaluation des charges et des surcharges | 13 |
| II.3.1. Plancher terrasse inaccessible | 13 |
| II.3.2. Plancher étage courant | 14 |
| II.3.3. Acrotère | 14 |
| II.3.4. Maçonnerie | 15 |
| II.3.5. Balcon | 16 |
| II.4. Descente des charges | 17 |
| II.4.1. Poteau central "B3" | 17 |
| II.5. Vérification | 19 |
| II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité | 19 |
| II.5.2. Vérification au flambement | 20 |
| II. 6. Conclusion | 21 |
| Chapitre III : Calcul Des Éléments Secondaires | |
| III.1. Calcul de l'acrotère | 22 |
| III.1.1. Evaluation des charges | 22 |
| III.1.2. L'action de séisme | 22 |
| III.1.3. Combinaisons d'actions | 22 |
| III.1.4. Ferrailage | 22 |
| III.1.5. Vérification à l'ELS (C.B.A93) | 24 |

| | |
|---|----|
| III .2.Les balcons | 24 |
| III .2.1. Evaluation des charges | 24 |
| III .2.2. Calcul les moments | 24 |
| III.3. Les escaliers | 27 |
| III.3.1. Evaluation des charges | 28 |
| III.3.2.Combinaisons des charges | 28 |
| III.3.3.Calcul des moments | 29 |
| III.3.4.Calcul de ferrailage | 30 |
| III.3.5.Vérification | 31 |
| III.3.5.1.Vérification A L'ELU | 31 |
| III.3.6.Shéma de ferrailage | 33 |
| III.4. Etude de la poutre palière | 33 |
| III.4.1.Prédimensionnement | 34 |
| III.4.2.Schéma statique | 35 |
| III.4.3.Evaluation des charges | 35 |
| III.4.4.Combinaison d'action | 35 |
| III.4.5.Ferrailage | 36 |
| III.4.6. Vérification de l'effort tranchant | 38 |
| III.4.7.Vérification de la flèche | 39 |
| III.4.8.Ferrailage sous sollicitations de torsion | 39 |
| III.4.9.Ferrailage totale | 41 |
| III.5.Schéma de Ferrailage | 42 |
| III.6.Ferrailages des poutrelles | 44 |
| III.7.Conclusion | 46 |
| Chapitre IV : Etude sismique | |
| IV .1. Introduction | 48 |
| IV.2. Modélisation de la structure étudiée | 48 |
| IV.3.Choix de la Méthode de calcul | 48 |
| IV.4. Présentation de méthode de calcul | 48 |
| IV.4.1. Méthode statique équivalente | 48 |
| IV.4.2. Calcul de la force sismique total | 48 |
| IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure | 49 |
| IV.4.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur | 49 |
| IV.5.Méthode dynamique modale spectral | 49 |
| IV.5.1.Spectre de réponse de calcul | 49 |
| IV.5.2.Nombre de mode a considéré | 49 |
| IV.6. Analyse de structure | 50 |
| IV.6. 1. Critères de classification | 50 |
| IV.6.2. La méthode de calcul | 51 |
| IV.6.3.Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA | 53 |
| Chapitre V : Ferrailage Des Eléments Porteurs | |
| V.1. Introduction | 58 |
| V.2. Ferrailage des poutres | 58 |
| V.2.1. Combinaison des différentes charges | 59 |
| V.2.2. Exemple de calcul | 59 |
| V.2.3. Ferrailage des poutres principales et secondaires | 62 |
| V.3. Ferrailage des poteaux | 63 |
| V.3.1.Exemple de calcul | 63 |

| | |
|--|----|
| V.4. Ferrailage des voiles | 67 |
| V.4.1.Recommandation du RPA | 67 |
| V.4.2.Méthode de calcul | 68 |
| Chapitre VI : Etude De L'infrastructure | |
| VI. Introduction | 74 |
| VI. 2.Choix du type de fondation | 74 |
| VI. 3.Pré dimensionnement des semelles isolées | 76 |
| VI. 3.1.Exemple de calcul de la semelle isolée S1 | 77 |
| VI. 3.2.vérification de calcul de la semelle isolée S1 | 78 |
| VI. 4.ferrailage des Semelles isolées | 79 |
| VI. 4.1.ferrailage de Semelle isolée S1 | 80 |
| VI. 4.2 schéma ferrailage de Semelle isolée S1 | 81 |
| VI. 5. Pré dimensionnement des semelles filantes | 82 |
| VI. 5.1 exemple de calcul de semelle filant SF1 | 82 |
| VI. 5.1.1 dimensionnement de la semelle filante | 82 |
| VI. 5.1.2 hauteur de la paillasse de la semelle filante 'h' | 83 |
| VI. 5.2 vérification des semelles filantes | 83 |
| VI. 5.2.1 vérification ou non poinçonnement | 83 |
| VI. 5.2.2 vérification des contraintes à ELS | 84 |
| VI. 5.2.3 vérification des contraintes à ELU | 84 |
| VI. 5.2.4 vérification des contraintes sous combinaison accidentelles G+Q+-E | 85 |
| VI. 5.3.1 exemple de calcul de la semelle filante SF1 | 85 |
| VI. 5.4 schéma de ferrailage des semelles filantes | 87 |
| VI. 6 la longrine | 88 |
| VI.6.1 définition | 88 |
| VI.6.2.Dimensionnement de la longrine | 88 |
| VI.6.3 ferrailage de la longrine | 88 |
| Conclusion général | / |
| Bibliographie | / |

LISTE DES TABLEAUX

| | | |
|----------------------|---|----|
| Tab (I-1) : | les composantes de béton | 2 |
| Tab.(II-1) : | redimensionnement des poutres | 5 |
| Tab. (II-2) : | dégression des charges | 7 |
| Tab.(II-3) : | Vérification au flambement | 8 |
| Tab.(III-1) | les charges supportées par les poutrelles | 13 |
| Tab.(III-2) | : Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage terrasse) | 14 |
| Tab.(III-3) : | Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage courant) | 15 |
| Tab. (V-1) : | valeur des pénalités P_q | 15 |
| Tab. (V-2) : | Périodes et facteurs de participation modale | 16 |
| Tab. (V-3) : | Les masses et les poids de chaque plancher (ETABS 9.7) | 16 |
| Tab.(V-4) : | caractéristique géométriques et massiques de la structure | 17 |
| Tab.(V-5) : | Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y) | 19 |
| Tab.(v-6) : | Vérification de l'effort normal réduit des poteaux | 20 |
| Tab.(V-7) : | Vérification à l'effet P- Δ sens | 21 |
| Tab.(V-8) : | Vérification à l'effet P- Δ sens y | 22 |
| Tab.(VI-1) : | Caractéristiques mécanique des matériaux | 27 |
| Tab.(IV-2) : | La longueur de recouvrement minimal | 28 |
| Tab.(VI-3) : | Le ferrailage longitudinal des poteaux | 51 |
| Tab.(VI-4) : | Le ferrailage longitudinal des poteaux (c75) | 52 |
| Tab.(VI-5) : | sollicitation de la poutre principale | 52 |
| Tab.(VI-6) : | Epaisseurs des voiles | 53 |
| Tab.(VI-7) : | Vérifications des contraint | 53 |
| Tab.(VI-8) : | participation des voiles dans l'effort tranchant | 59 |
| Tab.(VI-9) : | <i>participation des voiles dans l'effort normale</i> | 63 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de calcul `a l'ELU | 3 |
| Figure I.2. Diagramme rectangulaire simplifié | 3 |
| Figure I.3 : Diagramme déformations – contraintes | 4 |
| Figure I.4 : Diagramme de déformation d'une section en béton armé | 5 |
| Figure II.1.Plancher corps creux. | 8 |
| Figure II.1.2: la section transversale de la nervure | 9 |
| Figure II.2: section de poutre | 11 |
| Figure II.3:Coupe des voiles plans | 11 |
| Figure II.4:Coupe des voiles élévation | 12 |
| Figure II-5 : Présentation des escaliers | 13 |
| Figure II.6:Schéma d'un plancher terrasse inaccessible | 14 |
| Figure II.7:Schéma d'un plancher d'étage courant | 17 |
| Figure II.7.1:Schéma d'un acrotère | 25 |
| Figure II.8 : Schéma d'une surface afférent pour poteau central | 27 |
| Figure.III.1 : Schéma statique de Balcon | 30 |
| Figure.III.2: Dessin de ferrailage de balcon. | 30 |
| Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis. | 33 |
| Figure III.4 : Coup A-A de paillasse | 34 |
| Figure .III .5.schéma de ferrailage | 35 |
| Fig.III.6:Vue 3D pour la poutre palière | 40 |
| Figure III .7 : Schéma statique de la poutre palier | 43 |
| Figure.III.8:Aire de la section | 45 |
| Figure III.9:Schéma de ferrailage de la poutre palie | 46 |
| Figure III.10: Ferrailages des poutrelles | 50 |
| Figure III.11 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression | 62 |
| Figure IV.1 : Vue en 3D (importée du robot) | 62 |
| Figure V.1: Coupe transversale de ferrailage des poutres principales (terrasse) | 62 |
| Figure V.2: Coupe transversale de ferrailage des poutres principales (E. courant) | 66 |
| Figure V.3: Coupe transversale de ferrailage des poutres secondaires | 67 |
| Figure V.4 : section de poteau | 69 |
| Figure V.5:Coupe transversale de ferrailage des poteaux(RDC) | 72 |
| Figure V.6 : Plan d'implantation des voiles (importée du robot) | 73 |
| Figure V.7 : Disposition des armatures dans le voile (v1) | 74 |
| Figure V.8 : Disposition des armatures dans le voile (v2) | 76 |
| Figure VI.1 : types des fondations | 76 |
| Figure VI.2: Schéma des fondations de bâtiment | 81 |
| Figure VI.3 : Schéma de principe d'une semelle isolée | 82 |
| Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1 | 85 |
| Figure VI.5 : Vue en plan d'une semelle filante | 86 |
| Figure VI.6 : Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1 | 87 |
| Figure VI.7 : Disposition des armatures de longrine | 89 |

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

L'objectif assigné à ce projet, étude consiste à calculer d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), comportant un RDC+ Cinq étages.

Dans ce projet, on a étudié d'un bâtiment assuré par un contreventement mixte (portique + voile)

Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Nous avons structuré notre travail comme suit :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT pour systèmes mixte (portique + voile).

- **Le cinquième chapitre** calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.

Sixième chapitre le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

I.1. Introduction

Le Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction et une diversité dans la conception.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

➤ I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, un **Rez-de-chaussée + 5 étages (R+5)**.

Ce projet est implanté à la wilaya de Bordj Bou Arreridj, commune de **MEDJANA**, classé en **zone IIa** (sismicité moyenne), leur importance est de **groupe d'usage 02** (ouvrage de moyenne importance) selon RPA99 /v2003.

Le site est considéré comme ferme classé dans la catégorie **S2**, d'un sol de la capacité portante $\sigma_{sol} = 3.00$ bars selon le rapport du sol élaboré par le laboratoire.

➤ I.3. Description de l'ouvrage :

-I.3.1. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme (barre).

• **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... $H_t = 20.05$ m
- Hauteur de rez-de-chaussée..... $H = 3.90$ m
- Hauteur d'étages courants..... $H = 3.23$ m
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur
- La circulation en élévation est assurée par les escaliers.

• **Dimensions en plan :**

- Largeur du bâtiment :..... $L_x = 23.35$ m
- Longueur du bâtiment :..... $L_y = 8.90$ m

-I.3. 2. Différents éléments de l'ouvrage :

a) Contreventement :

L'étude se fait par un système voiles porteur suivant les deux sens

b) Plancher :

- Les planchers des étages courants et plancher terrasse sont en corps creux.

c) Les escaliers :

Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place

Maçonneries :

- Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur (15+10) cm, .
- Pour les murs intérieurs une simple paroi en brique creuse d'épaisseur (10cm) .

d) Revêtement :

- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Céramique pour la salle d'eau.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

e) Les balcons :

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués de dalle pleine.

-I.3.3.Règles et normes de calcul : Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles **RPA 99/V 2003**(règles parasismiques Algérienne
- Les règles **BAEL 91**(béton armé aux états limites 91)
- Le **DTR B.C 2.2**
- Le **CBA 93**(règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

➤ **I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

I.4.1.Béton :

A titre d'exemple, la composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- Ciment (CPA 325) Dosé à 350 kg / m³.
- Sable grossier 0 < Dg < 5mm → 400 L
- Gravier 15 < Dg < 25 mm → 800 L
- Eau de gâchage 175 L

Tableau I -1 : les composantes de béton

| Composantes | Graviers 5/25 | Sable 0/5 | Ciment | Eau |
|-------------|---------------|-----------|--------|-------|
| Volume | 800 l | 400 l | 8 Sacs | 180 l |
| Poids (Kg) | 1200 | 600 | 350 | 180 |

• **-I.4.1.1Résistance mécanique du béton :**

a. Résistance à la compression f_{cj} : pour notre étude on a : $f_{c28} = 25$ MPa

b. Résistance à la traction f_{tj} : Pour $f_{c28} = 25$ MPa → $f_{t28} = 2.1$ MPa

c. Déformation du béton :

-c.1.Déformation longitudinale : CBA 93 (A.2.1.2.1 P07)

(Durée d'application des charges < 24heures) : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ à 28jours ⇒ $E_i = 32164$ Mpa

(Longue durée d'application) : $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ à 28jours ⇒ $E_v = 10818,9$ Mpa

-c.2.Déformation transversale : CBA 93 (A.2.1.3 P08)

Elle se traduit par le coefficient de poisson : (Le coefficient de poisson est pris égal à) :

$\nu = 0,20$ ----- par la justification aux ELS (section non fissurée)

$\nu = 0$ ----- dans le cas des ELU (Coefficient de poisson)

- ν est coefficient de poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendu, ou par le rapport de déformation

longitudinale en valeur relative: $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$

-c.3. Diagramme contrainte déformation :

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on

enregistre l'évaluation de la déformation $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la

contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.)

-I.4.1.2. Contrainte limite :

a. Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELU : (Diagramme Parabole rectangle) CBA 93 (A.4.3.4.1 P23)

Pour la vérification à l'état limite ultime on utilise le diagramme contraintes déformations (en cas de compression pure). $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Avec : $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc2} = 3.5 \text{ ‰}$

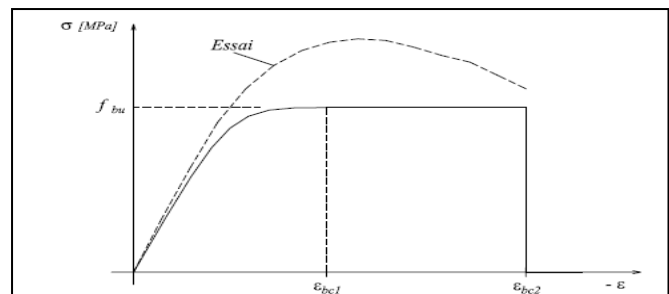


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Où : le coefficient de sécurité partiel

γ_b Vaut : $\gamma_b = 1.5$ Pour les combinaisons fondamentales. $\gamma_b = 1.15$ Pour les

combinaisons accidentelles. Et θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges:

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

$\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ Sinon.

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

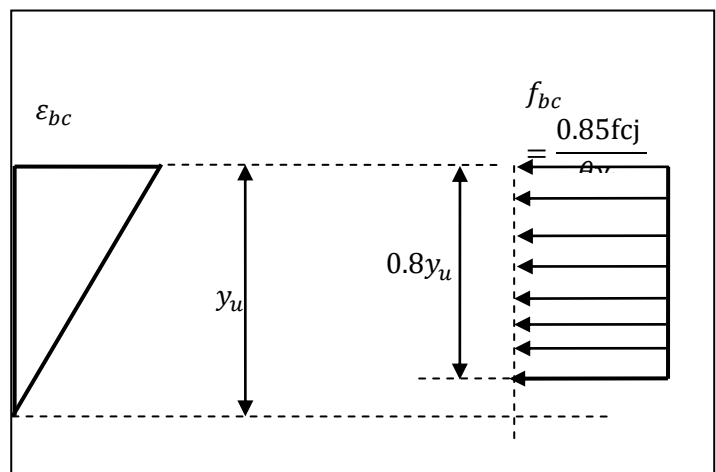


Figure I.2. Diagramme rectangulaire simplifié

b. Etat limite de service : CBA 93 (A.4.5.2 P30) La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

c. Contrainte limite de cisaillement : CBA 93 (A.5.1.2.1.1 P39)

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la

-I.4.2. Les aciers : CBA 93 (A.2.2.1 P09)

Les aciers utilisés dans notre projet sont : FeE400 (H.A) FeE235 (R.L)

- ➔ Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité garantie (symbole f_e).
- ➔ Le module d'élasticité longitudinale pour les aciers $E_s = 2.10^5$ Mpa

I.4.2.1. Diagramme déformations – contraintes :

Cas de traction : CBA 93 (A.2.2.2 P09)

- Droite OA (domaine élastique) proportionnalité déformation – contrainte.
Coordonnées du point A : $(\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s}; \sigma_s = f_e)$
- Horizontale AB d'ordonnée : $\sigma_s = f_c$ (domaine plastique) ; la position du point B correspond à un allongement : $\varepsilon_s = 10\%$

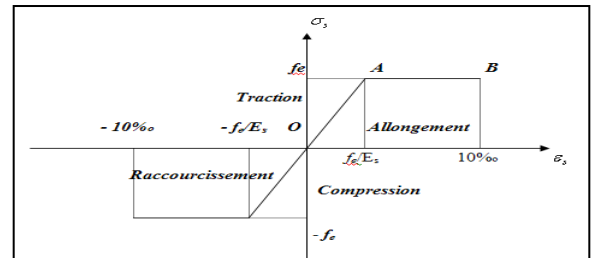


Figure I.3 : Diagramme déformations –

-I.4.2.2. Déformation et contrainte de calcul : CBA 93 (A.4.3.2 P21)

a) E.L.U :

a.1) Hypothèses de calcul des sections soumises à une ou plusieurs

sollicitations : Les hypothèses de calcul sont citées ci-dessous :

- Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navet-Bernoulli).
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- Raccourcissement ultime du béton : $\varepsilon_{bc} = 3.5\%$ en flexion. $\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple.
- Allongement ultime d'acier est limité à 10%
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.
- On peut supposer concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise Sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

a.2) diagrammes déformations – contraintes du béton : CBA 93 (A.4.3.4.2 P24)

On distingue : $\gamma_b = 1,5$ (en général) $\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 14,2$ Mpa

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{où } \gamma_b = 1,15 \text{ (action accidentelle)} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$$

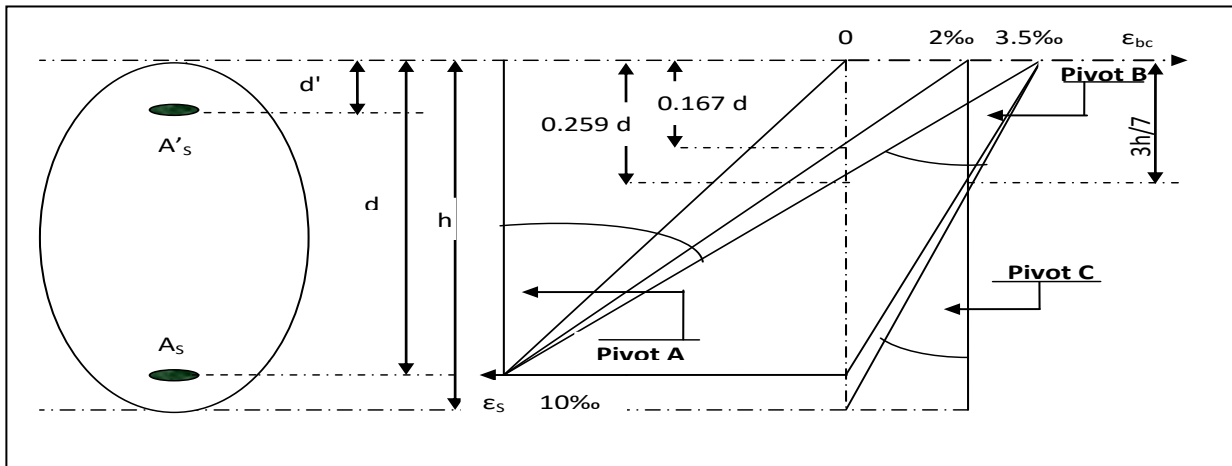


Figure I.4 : Diagramme de déformation d'une section en béton armé

a.3) Diagramme déformation – contrainte de l'acier :CBA 93 (A.4.3.2 P22) Tel que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1,15 \text{ (cas courant)} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \quad \gamma_s = 1$$

E.L.S :

b.1) Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations : CBA 93 (A.4.5.1 P30)

- Conservation des sections planes .Le béton à une résistance de traction supposé nulle. Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier (loi de Hooke): $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$
- Par convention $\eta = \frac{E_s}{E_b}$; $\eta = 15$.
- Il est abstraction du retrait et fluage.
- Etat. Limite de compression de béton (CBA93 A.4.5.2 P30) : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
- Etat. Limite 'ouverture des fissures (CBA 93 A.4.5.3 P30)

b.2) Contraintes limites de traction des aciers :

| cas | Conditions particulières | Contraintes limites de traction en Mpa |
|--------------------------------|---|---|
| Fissuration peu préjudiciable | Locaux ouverts et clos non soumis à condensations | $\bar{\sigma}_s \leq f_e$ |
| Fissuration préjudiciable | Coefficient de fissuration : η $\eta = 1$ pour R.L $\eta = 1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta = 1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm | $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$ |
| Fissuration très préjudiciable | Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm | $\bar{\sigma}_s = \inf \left(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$ |

Tableau I -2 : Contraintes limites de traction des aciers.

b.3) Contrainte tangente limite ultime: La détermination de la contrainte tangente limite ultime $\bar{\tau}_u$ dépend des cas rencontrés : (CBA93 A.5.1 P37)

II. Pré-Dimensionnement

➤ II.1 Introduction :

Pour les bâtiments à surcharges modérées (bâtiment d'habitation) on utilise des planchers à corps creux qui possédant une bonne isolation phonique et thermique, jouent aussi le rôle d'un coffrage perdu pour les étages courants et la terrasse.

➤ II.2. Pré dimensionnement :

- II.2.1. les planchers :

Condition de flèche : (CBA93 B.6.8.4.2.4 P 137)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} [\text{cm}]$$

$$\frac{w}{L} \geq \frac{1}{15} \times M_t/M_0$$

Avec :

L : longueur du grand panneau entre nus de nervures.

M₀ : moment de la travée considéré libre.

M_t : moment de la travée de la portée considérée (M_t= 0.75 M₀)

h_t : hauteur totale de plancher.

Tableau II.1 : Condition de flèche.

| $L(\text{cm})$ | $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$ | $\frac{L}{22.5} (\text{cm})$ | $h_t(\text{cm})$ |
|----------------|---|------------------------------|------------------|
| 495 | 20.50 | 22 | 24 (20+4) |

On prend :

h_t= 24 cm

Planchers à Corps-creux de type **(20+4)** cm

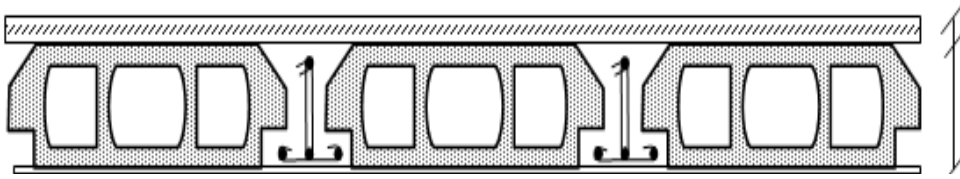


Figure II.1. Plancher corps creux.

II.1.2 .1.1. Les nervures : La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) ayant comme caractéristique géométrique ce qui suit :

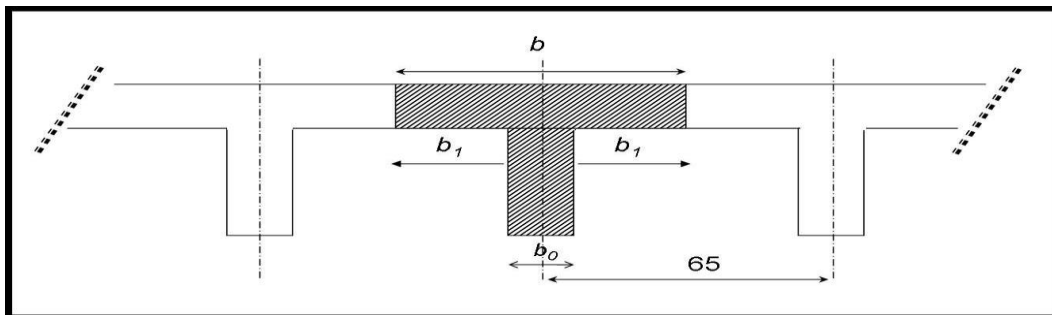


Figure II.1.2: la section transversale de la nervure

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}$ $b_0 = 10 \text{ cm}, L_0 = 55 \text{ cm}$

L_0 : Distance entre deux nervures

L : la portée de la travée considéré entre nus

Des nervures. $b_1 = \min\{27.5, 37.5\}$

Donc: $b = 10 + 2 \times 27.5 = 65 \text{ cm}$

Tableau II.1.2 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure.

| | |
|--|-------|
| Epaisseur de la dalle de compression (h_0) | 4 cm |
| Epaisseur de l'entrevous | 20 cm |
| Entraxe des nervures | 65 cm |
| Largeur des nervures (b_0) | 10 cm |
| Distance entre nus de deux nervures (L_0) | 55 cm |
| Largeur de la nervure (b) | 65cm |

II.2.1.2 Dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle est estimée à partir de ces conditions suivantes :

- 1- Condition de résistance.
- 2- Condition de flèche.
- 3- Condition d'isolation phonique.
- 4- Condition de résistance à feu

Dans le calcul on considère $L_y < L_x$ et pour l'étude de ces dalles on prend une bande de **1m** de largeur et on a :

L_x: est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

-Balcon (94x305) $L_x = 94 \text{ cm}$ $L_y = 305 \text{ cm}$

Donc: $\alpha = 0.31 \Rightarrow \alpha \leq 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens

- **Condition de résistance :(Page 52 BAEL91)**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes:

Dans notre cas: $\alpha = 0.31 \leq 0.4 \rightarrow h_0 \geq (L_x/20) \rightarrow 4.7 \text{ cm}$

- **Condition de flèche: (Conception et calcul des structures de bâtiment Tome 4)**

Il faut vérifier la condition suivante: $L_x / 30 \leq h_0 \leq L_x / 20 \Rightarrow 3 \leq h_0 \leq 4 \text{ cm}$

- **Condition de sécurité:** Selon le **R.P.A.99** version 2003: $h_0 \geq h_{\min} = 5 \text{ cm}$.
- **Condition de résistance au feu :**

$h_0 = 7 \text{ cm}:$ pour une heure de coup de feu.

$h_0 = 11 \text{ cm}:$ pour deux heures de coup de feu.

- **Condition de l'isolation phonique :**

Selon les règles **C.B.A.93**, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égal à **13cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend:

$h_0 = 15 \text{ cm}$

-II.2.2 Les poutres :

Ces deux dimensions par conditions données par « RPA99 version 2003 » et le « CBA93 ».

a) Les poutres longitudinales (Principales) :**➤ Condition portée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{array} \right.$$

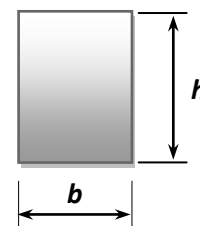


Figure II.2: section de poutre

L: la plus grande portée entre les axes

$$h = 45 \text{ cm}$$

$L = 4.95 \text{ m} \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$ On prend

$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.4 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 18 \text{ cm}$, On prend

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

➤ **Condition de RPA 99 :(RPA99 Art.7.5.1 P51)**

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc les conditions du **BAEL** et le **RPA** sont vérifiées, on prend la section de la poutre porteuse

$$(30 \times 45) \text{ cm}^2$$

b) Les poutres transversales (secondaire) :

➤ **Condition de la portée :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L = 3.7 \text{ m} \text{ On prend}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$0.3h \leq b \leq 0.4h \rightarrow 12 \leq b \leq 16 \text{ cm}$ On prend

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

➤ **Condition de RPA 99 :(RPA99 Art.7.5.1 P51)**

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ (Condition .Vérifier)

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ (Condition .Vérifier)

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1.33 < 4 \text{ (Condition .Vérifier)}$$

Donc les conditions du **BAEL** et **RPA** sont vérifiées.

La section de la poutre transversale

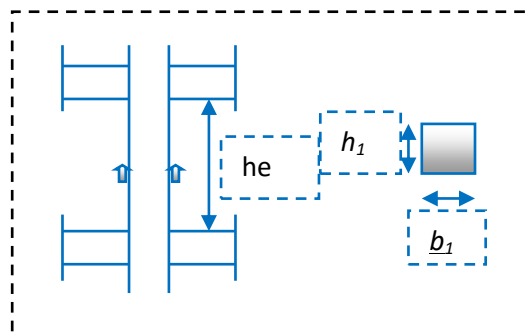
$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

-II.2.3 Les poteaux :

On dimensionne la section du poteau les conditions suivantes les conditions (**RPA 99-vers2003**)

comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad (\text{Zone II}) \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{array} \right.$$



On prend:

➤ Poteaux de R.D.C jusqu' à 5^{ème} étage :

(40x 40) cm²

➤ Vérification vis-à-vis du RPA 99: (ART 7.4.1 P48)

- Poteaux (40x 40) cm² :

$Min (b_1 ; h_1) \geq 25 \Rightarrow 40 > 25$ (Condition Vérifier)

$Min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63m$

$Min (b_1 ; h_1) \geq (363/20) = 18.15cm \Rightarrow 40 > 17.55$ (Condition Vérifier)

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$ (Condition Vérifier)

(Les conditions précédentes sont toutes vérifiées).

-II.2.4 Voiles de contreventement:

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99/version 2003- Art.7.7.1 P56.

D'après le **RPA99** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées ci-après.

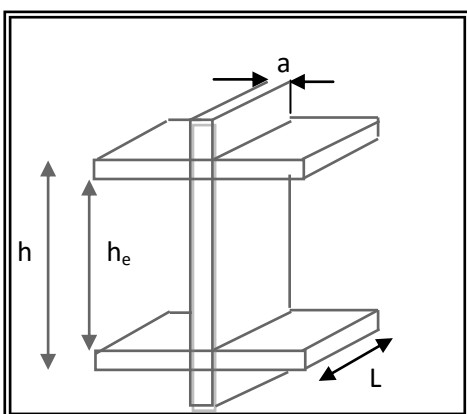


Figure II.3: Coupe des voiles plans

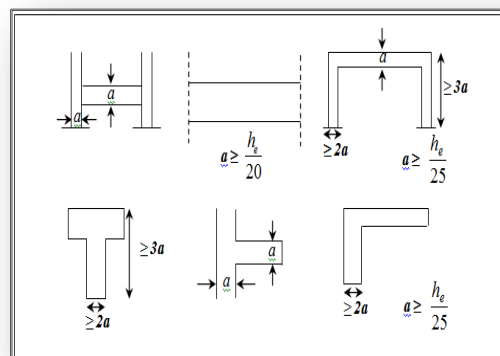


Figure II.4: Coupe des voiles élévation

- Selon les conditions de l'RPA99 :

-Rez-de-chaussée

$$h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68\text{m} \quad a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18.40\text{cm}$$

- L'étage courant :

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \quad ; \quad a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3\text{cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : $a = 20\text{ cm}$

-II.2.5.Les escaliers :

- Pré-dimensionnement de la paillasse et de palier :

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de Formule de BLONEL :

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

- Hauteur d'étage courant : $H = 3.06\text{ m}$
- Hauteur d'une contremarche : $14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$ $h=17\text{ cm}$
- Largeur d'une marche (giron): et $25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$ $g = 30$
- le nombre des marches: $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ marches

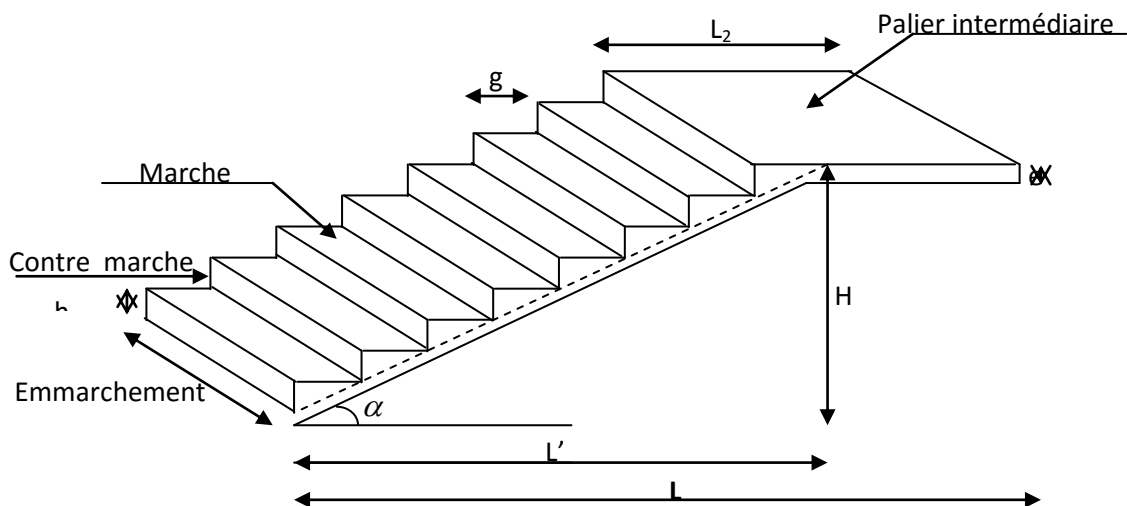


Figure II-5 : Présentation des escaliers

- le nombre des contremarches : $N = (n-1) = 18-1 = 18$ contremarches
- Longueur de volée: $L_1 = g \times (n-1)$; Donc: $L_1 = 0.3 \times (18 - 1) = 2.4\text{m}$
- Détermination de α : $\text{tg } \alpha = (H' / L) = 1.53/2.4 = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

- Longueur de paillasse **L_p**: $\sin \alpha = H/L_p \Rightarrow L_p = H/\sin \alpha = 1.53/\sin (32.51) = 2.84 \text{ m}$
- Epaisseur de palier **e_p** : $L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \Rightarrow 9.46 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.2$

Donc: **e_p = 15cm**

Vérification : $\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 66 \\ g + 2h = 64 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$

La condition de BLANDEL est *vérifiée*

➤ **II.3. Évaluation des charges et des surcharges :**

On distingue deux types : **Charges permanentes ; Charge variable.**

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

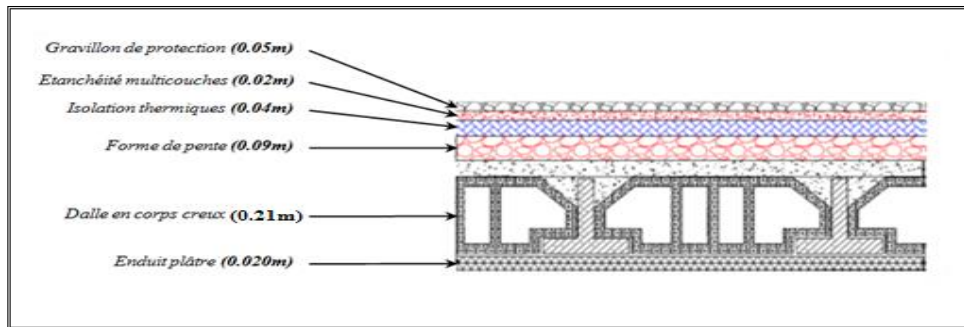


Figure II.6: Schéma d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3: Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible.

| | Epaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|-------------------------------|--------------|--------------------------------------|---|
| Protection en gravillons rous | 0.05 | 17 | 0.85 |
| Etanchéité multicouche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| Forme de pente | 0.09 | 22 | 1.98 |
| Isolation thermique en liège | 0.04 | 04 | 0.16 |
| Plancher à corps creux (16+5) | 0.2 | 13.75 | 2.75 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 02 |
| | | | G_T = 6.06KN/m² |
| | | | Q_T = 1KN/m² |

II.3.2 Plancher étage courant :

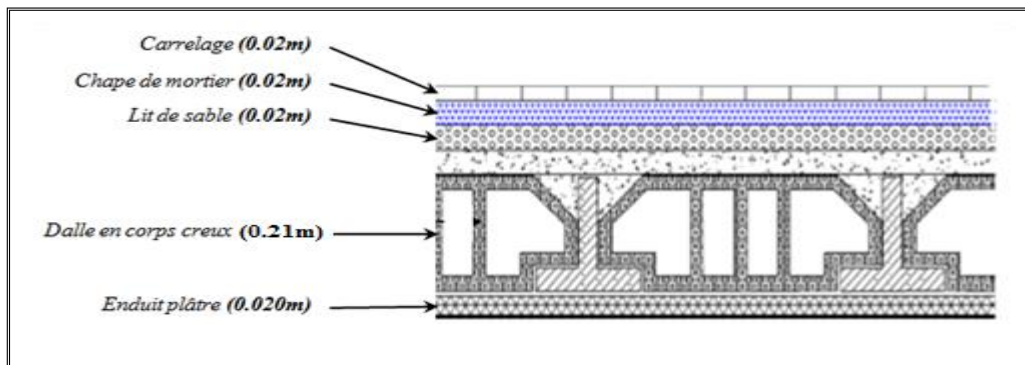


Figure II. 7:Schéma d'un plancher d'étage courant

Tableau II.4: Charges et Surcharges du plancher étage courant.

| | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|-------------------------------|---------------|--------------------------------------|--|
| Revêtement en Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Plancher à corps creux (16+5) | 0.2 | 13.75 | 2.75 |
| Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Cloisons liège | 0.1 | 10 | 1 |
| | | | $G_T = 5.15 \text{KN/m}^2$ |
| | | | $Q(\text{Etage})_T = 1.50 \text{KN/m}^2$ |

➤ **II.3.3 Acrotère :**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le poids: $G_1 = \rho \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kn/ml}$

-Revêtement en enduit de ciment:

$$G_2 = 0.02 \times 20 \times (0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) = 0.592 \text{ kn/ml}$$

$GT = 2.317 \text{ KN/ml}$

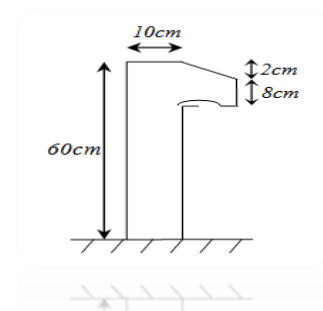


Figure II.7.1:Schéma d'un acrotère

➤ **II.3.4 Maçonnerie**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30% d'ouverture.

a) Murs extérieurs:

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

| | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Brique creuse (10 cm) | 0.10 | 13 | 1.30 |
| Brique creuse (15 cm) | 0.15 | 13 | 1.95 |
| Enduit extérieur (2 cm) | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Enduit intérieur (1.5 cm) | 0.015 | 14 | 0.21 |
| | | | $G_T = 3.86 \text{ KN/m}^2$ |

Avec 30% d'ouverture: $3.86 \times 0.7 = 2.702 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 2.702 \text{ KN/m}^2$

b) Murs intérieurs :

Tableau II.6: Charges et surcharges murs intérieurs.

| | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|------------------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Brique creuse (10 cm) | 0.1 | 13 | 1.30 |
| Enduit en plâtre (1.5cm) x 2 | 0.02 | 10 | 0.40 |
| | | | $G_T = 1.70 \text{ KN/m}^2$ |

II.3.5.Balcon :**a)-Balcon inaccessible :**

| | <i>Epaisseur (m)</i> | <i>Poids volumique (KN/m³)</i> | <i>Poids (KN/m²)</i> |
|--------------------------------------|----------------------|---|------------------------------------|
| <i>Protection en gravillons rous</i> | 0.05 | 17 | 0.85 |
| <i>Etanchéité multicouche</i> | 0.02 | 6 | 0.12 |
| <i>Forme de pente</i> | 0.09 | 22 | 1.98 |
| <i>Isolation thermique en liège</i> | 0.04 | 4 | 0.16 |
| <i>Dalle en béton armé</i> | 0.15 | 25 | 3.75 |
| <i>Enduit en ciment</i> | 0.02 | 20 | 0.30 |
| | | | $G_T=7.16KN/m^2$ |
| | | | $Q_T=1KN/m^2$ |

Tableau II.7: Charges et surcharges du balcon inaccessible.**b)-Balcon accessible :****Tableau II.8: Charges et surcharges du balcon accessible.**

| | <i>Epaisseur (m)</i> | <i>Poids volumique (KN/m³)</i> | <i>Poids (KN/m²)</i> |
|--------------------------------|----------------------|---|---------------------------------------|
| <i>Revêtement en Carrelage</i> | 0.02 | 22 | 0.44 |
| <i>Mortier de pose</i> | 0.02 | 20 | 0.40 |
| <i>Lit de sable</i> | 0.02 | 18 | 0.36 |
| <i>Dalle en béton armé</i> | 0.15 | 25 | 3.75 |
| <i>Enduit en ciment</i> | 0.015 | 20 | 0.30 |
| | | | $G_T = 5.25 KN/m^2$ |
| | | | $Q_T=3.50KN/m^2$ |

II.4. Descente des charges

II.4.1. Poteau central "B3":

0.30 x 0.40

S= 14.45 m²

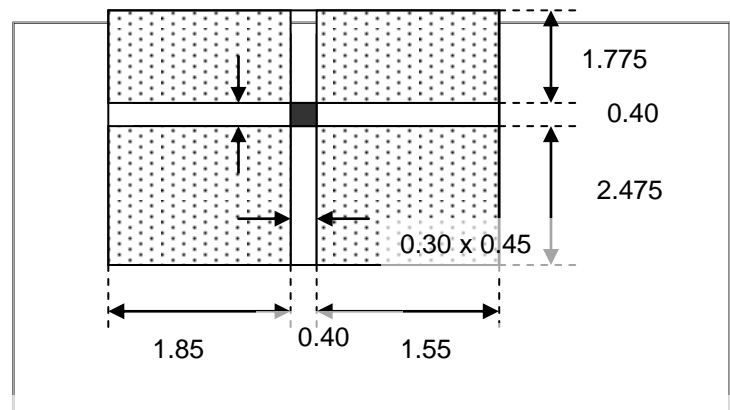


Figure II.8 : Schéma d'une surface afférent pour poteau central

Tableau II.9: La descente des charges du poteau central

| Niveau | Elément | La surface (m ²) | Le poids (KN /m ²) | G (KN) | Q (KN) |
|-----------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------------|----------------|--------------|
| 6-6 | Plancher terrasse | 14,45 | 6.06 | 87.567 | |
| | poutre principal | 0.30*0.45=0.135 | 25 | 14.344 | |
| | poutre secondaires | 0.30*0.40=0.120 | 25 | 10.20 | |
| | Poteau (40*40) | 0.16x3.06 | 25 | 12.24 | |
| | surcharge d'exploitation | 14.45 | 1 | | 14,45 |
| Total-1- | | | | 124.351 | 14.45 |

| | | | | | |
|------------------|--------------------------|------------|-------|----------------|---------------|
| 5-5 | revenant 1-1 | | | 124.351 | |
| | Plancher courant | 14,45 | 5.15 | 74.417 | |
| | poutre principal | 0.135x4.25 | 25 | 14.344 | |
| | poutre secondaires | 0.12 x3.4 | 25 | 10.20 | |
| | Poteau (40*40) | 0.16x3.06 | 25 | 12.24 | |
| | surcharge d'exploitation | 14.45 | 1+1.5 | | 21.675 |
| total -2- | | | | 235.552 | 36,125 |

| | | | | | |
|------------|---------------------------------|-----------|--------------------|---------|--------|
| 4-4 | <i>revenant 2-2</i> | | | 235.552 | |
| | <i>Plancher courant</i> | | | 74.417 | |
| | <i>poutre principal</i> | | | 14.344 | |
| | <i>poutre secondaires</i> | | | 10.20 | |
| | <i>Poteau (40*40)</i> | 0.16x3.06 | 25 | 12.24 | |
| | <i>surcharge d'exploitation</i> | 14.45 | $1+0.95x(1.5+1.5)$ | | 55.632 |

| | | | | | |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|
| | | | total -3- | 346.753 | 55.632 |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|

| | | | | | |
|------------|---------------------------------|-------|-----------------------|---------|--------|
| 3-3 | <i>revenant 3-3</i> | | | 346.753 | |
| | <i>Plancher courant</i> | | | 74.417 | |
| | <i>poutre principal</i> | | | 14.344 | |
| | <i>poutre secondaires</i> | | | 10.20 | |
| | <i>Poteau (40*40)</i> | | | 12.24 | |
| | <i>surcharge d'exploitation</i> | 14.45 | $1+0.9x(1.5+1.5+1.5)$ | | 72.972 |

| | | | | | |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|
| | | | total -4- | 457.954 | 72.972 |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|

| | | | | | |
|------------|---------------------------------|-------|----------------------------|---------|--------|
| 2-2 | <i>revenant 4-4</i> | | | 457.954 | |
| | <i>Plancher courant</i> | | | 74.417 | |
| | <i>poutre principal</i> | | | 14.344 | |
| | <i>poutre secondaires</i> | | | 10.20 | |
| | <i>Poteau (40*40)</i> | | | 12.24 | |
| | <i>surcharge d'exploitation</i> | 14.45 | $1+0.85x(1.5+1.5+1.5+1.5)$ | | 88.145 |

| | | | | | |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|
| | | | total -5- | 569.155 | 88.145 |
|--|--|--|------------------|----------------|---------------|

| | | | | | |
|------------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------------|----------------|-----------------|
| I-1 | revenant 5-5 | | | 569.155 | |
| | Plancher courant | | | 74.417 | |
| | poutre principal | | | 14.344 | |
| | poutre secondaires | | | 10.20 | |
| | Poteau (40*40) | 0.16x4.08 | 25 | 16.32 | |
| | surcharge d'exploitation | 14.45 | $1+0.85x(1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)$ | | 101.15 |
| total -6- | | | | 684.436 | 101.15 |
| Nu = (1,35 G + 1,5 Q) | | | | | 1108.199 |

➤ **II.5. Vérification :**

-II.5.1.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On fait la justification du la pré-dimensionnement des poteaux avec l'effort normale la plus défavorable donné par la descente des charges sur le poteau précédente P-B3.

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B: \text{ section de béton.}$$

$$B = \frac{N_u}{0.60 \times f_{c28}} \Rightarrow B = \frac{1108.807}{0.60 \times 25} \times 10^{-3} = 0.074 m^2$$

On a: $B = 0.40 \times 0.40 = 0.16 m^2$.

$B = 0.16 \geq 0.074 m^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Tableau II.10.Le tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

| Niveaux | Nu (KN) | Sections | Condition $B > B$ calculé | | Observation |
|------------|----------|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| | | | B | B calculé | |
| 5 | 189.548 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.012 | vérifiée |
| 4 | 372.182 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.024 | Vérifiée |
| 3 | 551.564 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.036 | Vérifiée |
| 2 | 727.695 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.048 | Vérifiée |
| 1 | 900.576 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.060 | Vérifiée |
| RDC | 1108.807 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.074 | Vérifiée |

-II.5.2 Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r F_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

-Vérification du poteau (RDC+étage courant):

$$l_f = 0,7. L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856m$$

$$B = 0,40 \times 0,40 = 0,160m$$

$$i_{min} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{0,40}{2\sqrt{3}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{2,856 \times 2\sqrt{3}}{0,40} = 24,73 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{24,73}{40} \right)^2} = 0,78$$

Tableau II.11 Le tableau résume Les valeurs de ($i_{min}, \lambda, \alpha, A_s$) à tous les niveaux

| Niveaux | Section | i_{min} | λ | α | A_s (m ²) |
|---------|---------|-----------|-----------|----------|-------------------------|
| 5 | 40×40 | 0.115 | 18.55 | 0.81 | 0.00128 |
| 4 | 40×40 | 0.115 | 18.55 | 0.81 | 0.00128 |
| 3 | 40×40 | 0.115 | 18.55 | 0.81 | 0.00128 |
| 2 | 40×40 | 0.115 | 18.55 | 0.81 | 0.00128 |
| 1 | 40×40 | 0.115 | 18.55 | 0.81 | 0.00128 |
| RDC | 40×40 | 0.115 | 24.73 | 0.78 | 0.00128 |

- D'après le BAEL91 on doit vérifier:

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{1,35} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right]} \text{ Avec } A_s = \max \left[\begin{array}{l} \text{BAEL} \\ 0,2\% B \times h \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{RPA} \\ 0,8\% b \times h \end{array} \right]$$

$$A_s = 0,8\% b \times h = 0,8\% \times 0,16 \times 10^{-3} = 0,00128m^2$$

$$B_r \geq \frac{1108,807}{0,78 \left[\frac{25}{1,35} + 0,00128 \times \frac{400}{1,15} \right]} 10^{-3} = 0,074m^2$$

Et nous avons:

$$B_r = 0,144 m^2 > 0,074m^2 \text{ donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

Tableau II.12. le tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux:

| Niveaux | Nu (KN) | Sections | Condition $Br > Br$ calculé | | Observation |
|---------|----------|-------------|-----------------------------|--------------|-------------|
| | | | Br | Br calculé | |
| 5 | 189.548 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.012 | Vérifiée |
| 4 | 372.182 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.024 | Vérifiée |
| 3 | 551.564 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.035 | Vérifiée |
| 2 | 727.695 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.047 | Vérifiée |
| 1 | 900.576 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.058 | Vérifiée |
| RDC | 1108.807 | 0.40 × 0.40 | 0.144 | 0.074 | Vérifiée |

➤ II. 6. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par le *RPA99 version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'estimer les dimensions des sections des différents éléments de la structure

III. Calcul Des Eléments Secondaires

➤ III.1. Calcul de l'acrotère :

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

– III.1.1.Evaluation des charges

- La charge permanente (poids propre) $G = 1.965 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation (due à la main courante) $Q = 1 \text{ KN/ml}$

– III.1.2.L'action de séisme

Les forces horizontales F_p agissant sur l'élément sont données par le *RPA99-version2003*:

$$F_p = 4A C_p W_p \longrightarrow F_p = 0.943 \text{ KN/ml}$$

Tel que:

- **A = 0.15 (Zone IIa, Groupe 2)** par le tableau (4-1).
 - $C_p = 0.8$ par le RPA99-Version2003 tableau (6-1).
 - $W_p = 1.965 \text{ KN/ml}$ poids de l'élément considère (acrotère).

Donc: la surcharge d'exploitation est donnée par : $Q = \max(1, 0.943) \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$

– III.1.3.Combinaisons d'actions :

Tableau. III.1: Combinaisons d'actions

| <i>Combinaisons d'actions</i> | | | |
|-------------------------------|---|----------------------|-----------------|
| ELU | <i>Charge permanente ultime</i> | $N_u = 1.35 W_p$ | <i>2.653 KN</i> |
| | <i>La surcharge d'exploitation ultime</i> | $Q_u = 1.5 Q$ | <i>1.5 KN</i> |
| | <i>Moment d'encastrement</i> | $M_u = Q_u \times h$ | <i>0.9 KN.m</i> |
| ELS | <i>Charge permanente ultime</i> | $N_s = W_p$ | <i>1.965 KN</i> |
| | <i>La surcharge d'exploitation ultime</i> | $Q_s = Q$ | <i>1 KN</i> |
| | <i>Moment d'encastrement</i> | $M_s = Q_s \times h$ | <i>0.6 KN.m</i> |

– III.1.4.Ferraillage

Le calcul se fait en flexion composée à l'ELU et à l'ELS, pour une bande de 1ml, une épaisseur de 10cm et une hauteur de 60cm.

Calcul d'excentricité :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$L_f = 2L = 2 \times 1 = 2\text{m} = 200\text{cm}$$

\emptyset : Coefficient de fluage ; en général, on prend $\emptyset = 2$

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement (h=10cm).

$$a = \frac{M_G}{M_T} \quad M_G = 0 \text{ on prend généralement } a = 0.5$$

$$e_a = \max[2\text{cm}; L / 250] = \max[2\text{cm}; 100 / 250] = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = 33.9\text{cm} \quad , \quad e_2 = \frac{3L^2 f}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = 3.6\text{cm} \quad , \quad e_a = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.395\text{m} \quad \text{On à: } e = \frac{h_t}{6} = 0.0167\text{m} < e_T$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur, donc la section est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

❖ **Sollicitation majorée :**

$$\begin{aligned} \blacksquare M_U &= M_{UQ} + e_T \times N_U = 0.9 + 0.395 \times 2.653 \quad M_U = 1.947\text{KN.m} \\ N_U &= 2.653\text{KN} \end{aligned}$$

❖ **Le moment fictif :** $M_{uf} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{uf} = 2.846\text{KN.m}$

❖ **Moment réduit (μ_{bu}) :** $\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{b d^2 f_{bu}}$

Avec: $\gamma_b = 1.50$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $F_{bc} = 14.17\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{2.846 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1 \times 0.9)^2 \times 14.17}$$

Donc: $\mu_{bu} = 0.0247\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.50$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.333$$

$$\mu_{bu} = 0.0247 < \mu_{lu} = 0.333 \Rightarrow (\text{Pivot A})$$

Donc l'ELU est atteint au pivot A ; ($A'_s = 0$).

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.031 \quad , \quad A_{sf} = \frac{0.8\alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s = 0.909\text{cm}^2$$

La section réelle d'acier tendu est : $A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.909\text{cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.087\text{cm}^2$

$$A = \max(A_s, A_{min}) \Rightarrow A = 1.087\text{cm}^2$$

Alors on prend $A = A_{min}$ Soit :

| |
|-----------------------------------|
| 3HA8 = 1.51 cm² |
|-----------------------------------|

❖ **Armature de répartition :** $A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$

III.1.5 .Vérification à l'ELS (C.B.A93):

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A et B.A.E.L91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Position de l'axe neutre: ($A'_s = 0$)

$$\frac{b y_1^2}{2} - \eta A (d - y_a) = 0 \quad 50 y_1^2 + 30.15 - 271.35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2.04 \text{ cm}$$

$\eta = 15 m$; c' est le coefficient d'équivalence acier – béton

Moment d'inertie : $I/_{AN} = \frac{b y_1^3}{2} + \eta A (d - y_1)^2 = 1743.50 \text{ cm}^4$

❖ **Vérification des contraintes**

- Contraintes maximales de compression de béton: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 0.70 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Etats limite d'ouverture des fissures (fissuration préjudiciable) :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 35.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}, \quad V_u = 1.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.0167 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \tau_u \rightarrow < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .2.Les balcons

III .2.1. Evaluation des charges :

➤ **Balcon:**

- Poids propre du balcon : $G=5.25 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN /m}^2$.
- $P_{mur} = 1.70 \text{ KN / m}^2 \times 1 \text{ m (hauteurs)} \times 1 \text{ m (bande)} = 1.7 \text{ KN}$

L'épaisseur de console: $h_t = 15 \text{ cm}$

III .2.2. Calcul les moments :

❖ **Méthode de calcul :**

Le balcon est assimiler un consol le calcul s'effectue pour une bonde de 1m de largeur

Sollicite à la flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

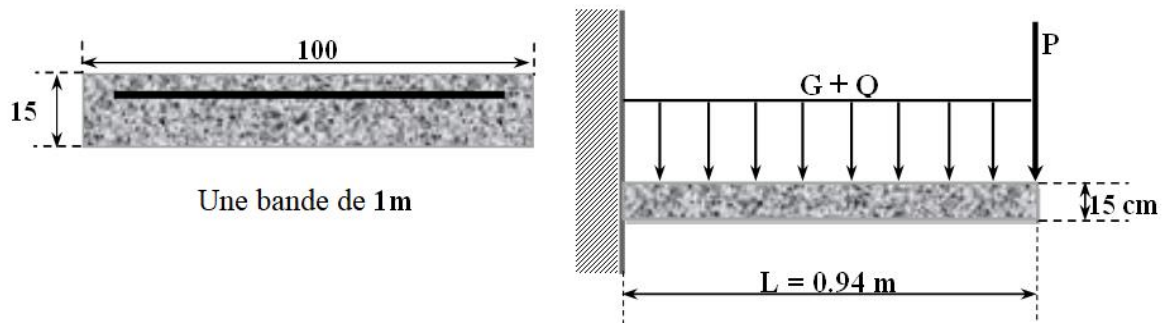


Figure.III.1 : Schéma statique de Balcon

❖ **Combinaison des charges :**➤ **Balcon étage courant :**

$$\text{ELU: } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12.33 \text{ KN/ml} \quad , \quad P_u = 1,35 P = 2.295 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } Q_s = G + Q = 5.25 + 3.5 = 8.75 \text{ KN/ml} \quad , \quad P_s = P = 1.7 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations:**➤ **Balcon étage courant :**

$$M_u = \frac{Q_u \cdot L^2}{2} + P_u \cdot L = \frac{12.33 \times 0.94^2}{2} + 2.295 \times 0.94 = 7.604 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{Q_s \cdot L^2}{2} + P_s \cdot L = \frac{8.75 \times 0.94^2}{2} + 1.7 \times 0.94 = 5.463 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u \cdot L + P_u = 12.33 \times 0.94 + 2.295 = 13.885 \text{ KN.m}$$

$$T_s = Q_s \cdot L + P_s = 8.75 \times 0.94 + 1.7 = 9.925 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de ferrailage:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.604}{5.463} = 1.391$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.0294 < \mu_{Lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.370$$

Donc l'ELU est atteint au pivot A => acier comprimé non nécessaire ($A_s' = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ Map}, \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$$A_s = \frac{0.81 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s} \quad \longrightarrow \quad A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ A_s ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad \longrightarrow \quad A_s \geq 1.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; espacée de (St) = **20 cm**.

Vérification : $S_{t \max} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow S_t \leq S_{t \max} \dots$ c'est vérifier.

✓ **L'armature de répartition :**

$A_r = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$ On adopte **4HA10** avec un espacement de **20 cm**.

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d. } f_{t28}/F_e = 1.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_s = 3.52 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Vérification de la section à l'ELS :**

▪ **Position de l'axe neutre :** $\frac{b y_1^2}{2} - \eta A (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 3.65 \text{ cm}$

▪ **Moment d'inertie :** $I/_{AN} = \frac{b y_1^3}{2} + \eta A (d - y_1)^2 = 9009.48 \text{ cm}^4$

❖ **Vérification des contraintes**

▪ Contraintes maximales de compression de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 6.06 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

▪ Etats limite d'ouverture des fissures (fissuration préjudiciable)

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 89.58 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$T_u = q \cdot L + p = 13.885 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{13.885 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0.102 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

❖ **Vérification de flèche :**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.94}{3.05} = 0.308 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.308 \geq 0.1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.00232 \leq 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

❖ Schéma de ferrailage de balcon :

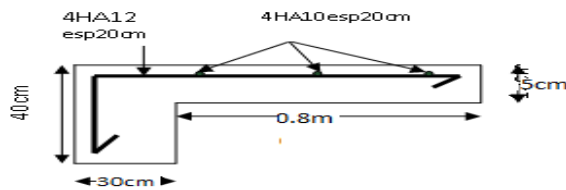


Figure.III.2: Dessin de ferrailage de balcon.

III.3. Les escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

III.3.1. Charge et surcharge : (les escaliers d'habitation)➤ **Palier**

Tableau II.2. Évaluations des charges de Palier.

| Matériaux | Epaisseur (m) | d (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| Revêtement en Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 20 | 0.40 |
| G=5.35KN/m ² | | Q=2.5KN/m ² | |

➤ **Paillasse**

Tableau II.3. Évaluations des charges de Paillasse.

| Matériaux | Epaisseur (m) | d (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|---------------------------|---------------|------------------------|--|
| Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Poids de marche | 0.17/2 | 22 | 1.87 |
| Paillasse | 0.15 | 25 | $\frac{0.15 \times 25}{\cos 32.52} = 4.46$ |
| Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Garde corps | / | / | 0.15 |
| G= 7.52 KN/m ² | | Q=2.5KN/m ² | |

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur.

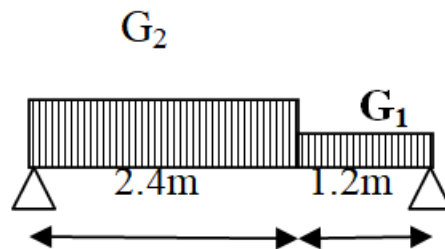
➤ **Évaluation des charges :**

La paillasse : G=7.52KN/ml

Q=2.5KN/ml

Le palier : G=5.35KN/ml

Q=2.5KN/ml

**III.3.2 Combinaisons des charges**➤ **Palier :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5q = (1,35 \times 5.35) + (1,5 \times 2.5) = 10.972 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$$

➤ **La paillasse :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 7.52) + (1,5 \times 2.5) = 13.902 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml}$$

- La charge équivalente :

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 \times l_1 + Q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$$

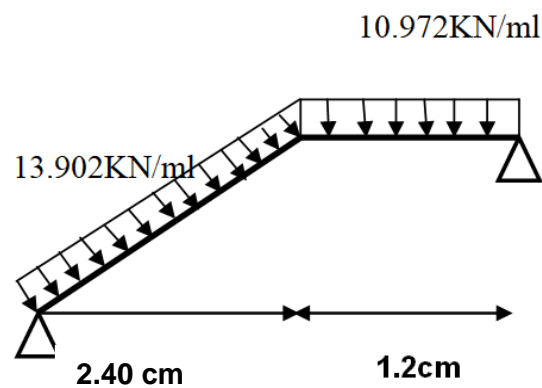
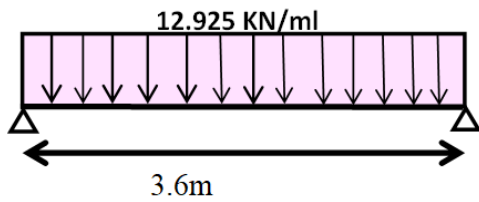
$Q_u=Q_s=Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u=Q_s=Q_2$: La charge du palier.

➤ **A l'ELU :**

$$Q_{eq} = \frac{(13.902 \times 2.4) + (10.972 \times 1.2)}{(2.4 + 1.2)}$$

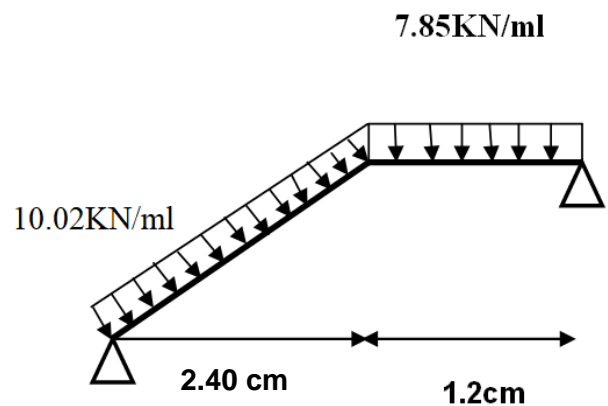
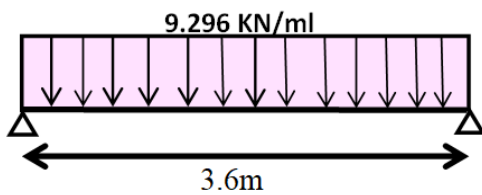
$Q_{eq} = 12.925 \text{KN/m}$



➤ **A l'ELS**

$$Q_{eq} = \frac{(10.02 \times 2.4) + (7.85 \times 1.2)}{(2.4 + 1.2)}$$

donc $Q_{eq} = 9.296 \text{KN/ml}$



III.3.3 Calcul des moments :

➤ **Moments isostatiques :**

A l'ELU : $M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 12.925 \times \frac{3.6^2}{8} = 20.938 \text{KN.m}$

A l'ELS : $M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 9.296 \times \frac{3.6^2}{8} = 15.059 \text{KN.m}$

➤ **Moments fléchissant:**

- **Sur appuis:**

A P'ELU : $M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 20.938 = 6.281\text{KN.m}$

A P'ELS : $M_{as} = 0.3M_0 = 0.3 \times 15.059 = 4.517\text{KN.m}$

➤ **En travée:**

A P'ELU : $M_{tu} = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.938 = 17.797\text{KN.m}$

A P'ELS : $M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 15.059 = 12.800\text{KN.m}$

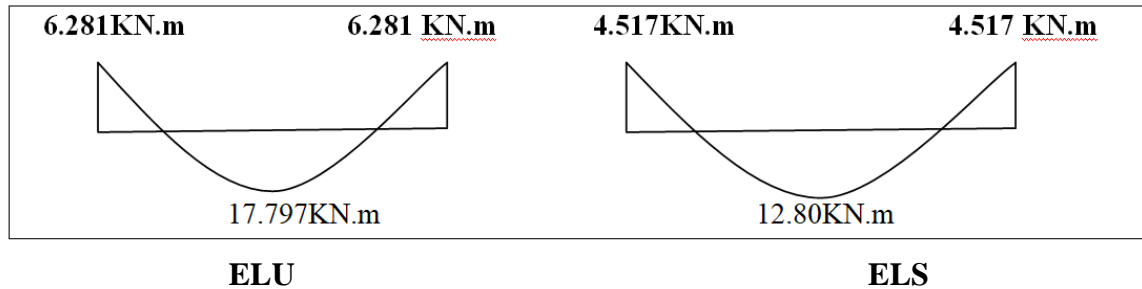


Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.

III.3.4 Calcul de ferrailage:

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{m}$

| b (cm) | d(cm) | $F_{t28}(\text{MPa})$ | h (cm) | $\sigma_{su}(\text{MPa})$ | $F_{c28}(\text{MPa})$ | $F_c(\text{MPa})$ | $F_{bc}(\text{MPa})$ | $d' \text{ (cm)}$ |
|--------|-------|-----------------------|--------|---------------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|-------------------|
| 100 | 13 | 2.1 | 15 | 348 | 25 | 400 | 14.2 | 2 |

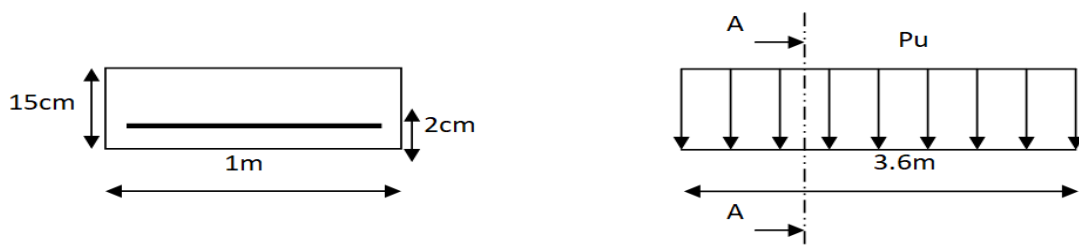


Figure III.4 : Coup A-A de pailleasse

➤ **En travée :**

On à : $M_t=17.797\text{MPa}$

Donc : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.797 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.074$

Et on à : $\mu_{lu} = 391$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.096$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.096) = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{17.797 \times 10}{0.125 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

On va adopter en travée **6HA12/ml** avec : $A_t=6.79 \text{ cm}^2$ $S_t=15 \text{ cm}$

➤ **En Appuis :**

On à : $M_a=6.281 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.281 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.026$$

Et on à : $\mu_{lu} = 391$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.032) = 12.8 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.281 \times 10}{0.128 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On va adopter en appuis **4HA12/ml** avec : $A_a=4.52 \text{ cm}^2$ $S_t=25 \text{ cm}$

➤ **Armateur de répartition :**

En travée : $A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$

Soit: **4HA10** Avec: $A_t=3.14 \text{ cm}^2$ $S_t=25 \text{ cm}$

III.3.5 Vérification

III.3.5.1. Vérification A l'ELU :

1) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots CV$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

2) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

• Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots cv$$

• Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots cv$$

3) Vérification de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\emptyset}{4\tau_{su}} \cdot f_e \psi = 1.5 \text{ pour } FeE400$$

$$L_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{c28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute

Adhérence à $L_r = 0,4 L_s$ (L_r : longueur d'ancrage)

D'où : $L_r = 0.4 \times 42.25 = 16,9\text{cm}$

Donc : $L_r = 20\text{cm}$

4) Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

$$T_u = q_{eq} \frac{l}{2} = 12.925 \times \frac{3.6}{2} = 23.265 \text{ KN}$$

($T_u \text{ max} = 23.265 \text{ KN}$). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{23.265 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \tau^- = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :(Art .A.5.1.3.21BAEL.91version 99).

$$T_u < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a \quad \Leftrightarrow \text{avec : } a = 0.9d \text{ (a : longueur d'appuis)}$$

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1000 \times 117 \times 10^{-3} = 780KN$$

$$T_u = 23.265KN < 780KN \dots \dots \dots cv$$

- Influence sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_U + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_a = 4.52cm^2$$

$$\frac{1.15}{400} \left[23.265 + \frac{6.281 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right] = 2.21cm^2$$

$$A_a = 4.52cm^2 > 2.21cm^2 \dots \dots \dots CV$$

6) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = \frac{23.265}{0.9 \times 0.13 \times 6\pi \times 12} = 0.87MPa$$

$$\tau_{ser} = 0.87MPa < \tau_{se}^- = 3.15MPa \dots \dots \dots \text{(condition vérifier)}$$

III.3.6.schéma de ferrailage :

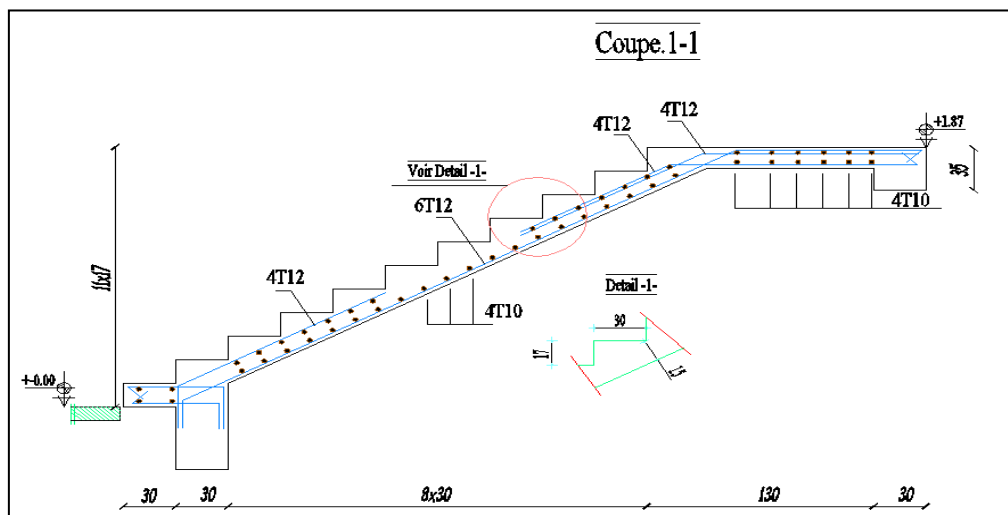


Figure .III .5.schéma de ferrailage

III.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion simple due à son poids propres, la torsion du au moment sur appui du palier de repos. Le calcul de cette poutre sera

mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.

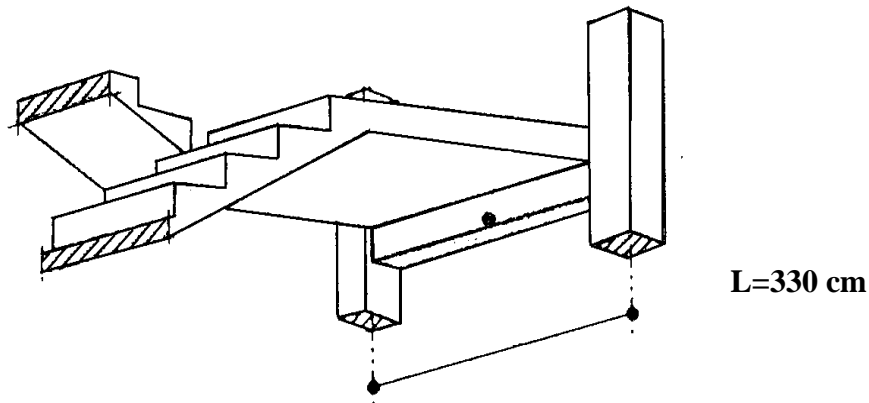


Fig. III. 6 : Vue 3D pour la poutre palière

III.4.1. Pré dimensionnement

L : la portée entre axes des appuis ; $L=330$ cm

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h_p \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow 22 \leq h_p \leq 33$$

Selon RPA99 /V03 on adopte $h_p = 30$ cm

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \dots \text{On adopte } b = 20 \text{ cm}$$

-Vérification selon le RPA:

- $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$
- $h_p = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$
- $\frac{h}{b} = 30/20 = 1,5 < 4 \dots \dots \dots CV$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

III.4.2.Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palier est présenté dans la figure

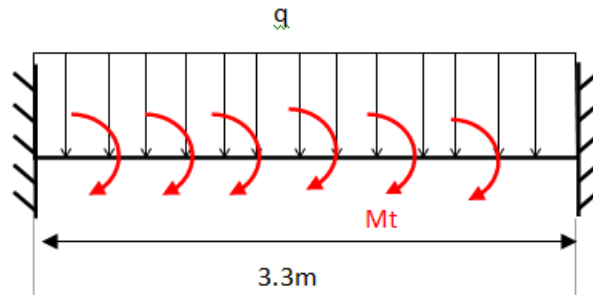


Figure III .7 : Schéma statique de la poutre palier

III.4.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur :(mur extérieure) : $2.81 \times 1,53 = 4.3 \text{ KN/ml}$
- Le poids de palier : **Gp=5,35 KN/ml.**

Donc $G = 1.5 + 4.3 + 5,35 = 11.2 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2,5 \text{ kn/ml}$.

III.4.4.Combinaison d'action:

- à l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11.2 + 1,5 \times 2,5 = 18,87 \text{ KN/m}$
- à l'ELS : $P_{ser} = G + Q = 11.2 + 2,5 = 13,7 \text{ KN/m}$

➤ **Le moment isostatique à L'ELU:**

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{18.78 \times 3.6^2}{8} = 30.569 \text{ KN.m}$$

-Le moment sur appuis :

$$M_u \text{ appuis} = 0,3M_0 = 0,3 \times 30.569 = 9.170 \text{ KN.m.}$$

-Le moment sur travée :

$$M_u \text{ travée} = 0,85M_0 = 0,85 \times 30.569 = 25.983 \text{ KN.m.}$$

➤ **Le moment isostatique à L'ELS:** $M_0 = \frac{p_{ser} \times l^2}{8} = \frac{13.7 \times 3.6^2}{8} = 22.170 \text{ KN.m}$

-Le moment sur appuis :

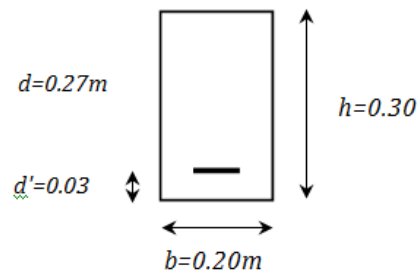
$$M_u \text{ appuis} = 0,3 M_0 = 0,3 \times 22.170 = 6.658 \text{ KN.m.}$$

-Le moment sur travée :

$$M_u \text{ travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 22.170 = 18.864 \text{ KN.m.}$$

III.4.5.Ferrailage

$$\begin{cases} b = 20\text{cm}, \\ h = 30\text{cm}, \\ d = 27\text{cm}, \\ c = 3\text{cm}. \end{cases}$$



➤ En travée :

$$M_u = 25.983 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 18.864 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.983}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.125$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0) \text{ section d'acier comprimée}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.167) = 25.19 \text{ cm}$$

$\alpha = 0.167 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{25.983 \times 10}{0.251 \times 348} = 2.98 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal : (BAEL DTU P175 et BAEL A.4.2 P29) :

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale

Recommandée par les règles RPA99v2003 (**RPA.7.5.2.1 P165**)

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005bd; \frac{bd}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005 \times 20 \times 30; \frac{20 \times 30}{1000}; 0.23 \times 20 \times 30 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max\{A_{smin}; A_s\} = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 avec $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **En Appuis:**

$$M_u = 9.170 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 6.658 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.170}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.044$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.056) = 26.39 \text{ m}$$

$\alpha = 0.056 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{9.170 \times 10}{0.263 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

-Le ferrailage minimal :

$$A_{Smin} \geq \max \left\{ 0.005bd; \frac{bd}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ A_{Smin}; A_s \} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin}(RPA) = 3 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

– **Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1. 22 des règles BAEL91 modifié 99 on a :

$$\frac{A_t f_{e_t}}{b s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

S_t : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA comme suit :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30 \text{ cm} \right\}$

Avec φ_l est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm} \quad \text{Donc: on adopte } S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Hors zone nodale :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}, \quad \text{Donc : on adopte } S_t = 15 \text{ cm}.$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4 \text{ MPa}}{f_{e_t}} = \frac{20 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.51$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm} \dots \dots^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.4.6.Vérification de l'effort tranchant :

L 'ELU :

$$V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = 18.87 \times \frac{3.6}{2} = 33.966 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.966 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.629 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 2.5 MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.629 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ (*Condition vérifiée*)

L'ELS:

- **Vérification des contraintes :**

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.983}{18.864} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.167$$

➤ **En appui :** $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.170}{6.658} = 1.37$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.056$$

Donc les conditions sont vérifier, il n'aura aucun vérification ELS.

III.4.7 Vérification de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 25.983 KNm/ml \\ M_0 = 30.569 KNm/ml \\ L = 3.6 m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30cm > \max \left\{ \frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{360}{16} ; \frac{25.983 \times 360}{10 \times 30.569} \right\} = 30cm \dots \dots \text{condition vérifiée} . \\ A_s = 3.39cm^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 20 \times 27}{400} = 5.67cm^2 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée} . \\ L = 3.6m \leq 8.00 m \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4.8.Ferrailage sous sollicitations de torsion :

a) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à

la torsion pour une section $\tau_{u_T} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

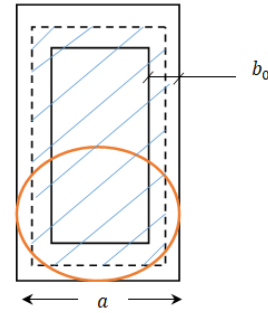


Figure.III.8:Aire de la section

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (aire hachuré dans la fig.)

T_u :le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à :6.112KNm,

Donc : $a = 0.20m \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 m$

$$\Omega = (b - b_0)(\square - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 m^2$$

Calcul de moment de torsion à l'E.L.U : $M_t = c \frac{l}{2}$

$$c = V_u \times 0.1 = 33.966 \times 0.1 = 3.369$$

$$M_t = 3.369 \frac{3.6}{2} = 6.112KN.m$$

$$\rightarrow \tau_{u_T} = \frac{6.112 \times 10^3}{2 \times 440 \times 3.3} = 2.10 MPa.$$

b) Vérification des contraintes tangentiels :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} \leq \bar{\tau} = 2.5 MPa$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} = \sqrt{2.10^2 + 0.629^2} = 2.1 MPa > \bar{\tau} = 3.33 MPa \text{ condition Vérifiée}$$

c) Détermination des armatures de torsion :**c.1) Les armatures longitudinales :**

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A_s^t ,

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (\square - b_0)] \times 2 = [(0.20 - 0.033) + (0.30 - 0.033)] \times 2 = 0.868m$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 0.868 \times 0.006}{2 \times 400 \times 0.044} = 1.7 \cdot 10^{-4} m^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 3T12 avec

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

c.2) Les armatures transversales :

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_t^T f_{e_t}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{e_t} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.006}{2 \times 235 \times 0.006} = 5 \cdot 10^{-4} m^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

III.4.9.Ferraillage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :**a.1) En travée :**

$$A_s^{travée} = A_s^{flexion} + A_s^{torsion} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

a.2) Sur appuis :

$$A_s^{appui} = A_s^{flexion} + A_s^{torsion} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.9 + 0.5 = 1.4 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$, un cadre et un épingle de 8.

Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :

Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

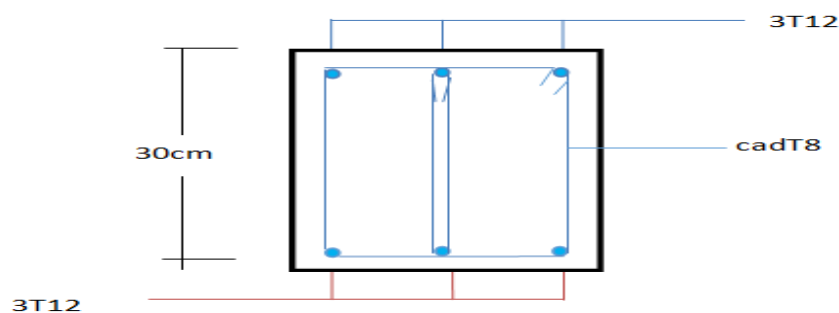
On doit vérifier que :

$$\frac{A_t f_{e_t}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa},$$

$$\rightarrow \frac{A_t f_{e_t}}{b_0 s_t} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 235}{0.033 \times 0.15} = 11.916 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

III.5. Schéma de ferrailage :

Figure III.9: Schéma de ferrailage de la poutre palie



Vérification de la flèche

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa$

Avec :

l : La portée entre nus d'appuis (3.30m)

h : hauteur de la section (24cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{330} = 0.072 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CNV$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 3216419 MPa$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 1081886 MPa$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 21.6} = 0,013$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,013 \times 348 + 2,1} \right] = 0,813$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{120}{650}\right) \cdot 0,013} = 3.16$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.4 \times 3.16 = 1,264$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - h'' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 3.39 \left(\frac{24}{2} - 21.6 \right)^2 = 79566.336 cm^4$$

000000

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 79566.336}{(1 + 3.16 \times 0,813)} = 245225575.2 cm^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 79566.336}{(1 + 1.264 \times 0,813)} = 431651155.6 cm^4$$

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{11.306 \times (370)^2}{10 \times 32164,19 \times 23911399,2} = 0.20 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{11.306 \times (370)^2}{10 \times 10818,86 \times 431651155,6} = 0.33 \text{ cm}$$

- **La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{g_i}) = (0.33 - 0.20) = 1.3 \text{ cm}$$

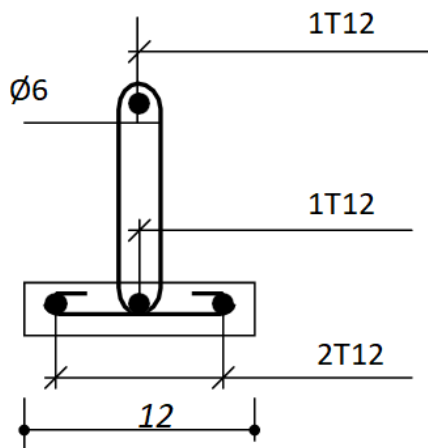
- **La flèche admissible**

Pour $L = 330 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0.13 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0.74 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifier

III .6.Ferrailages des poutrelles

En travées



Sur appuis

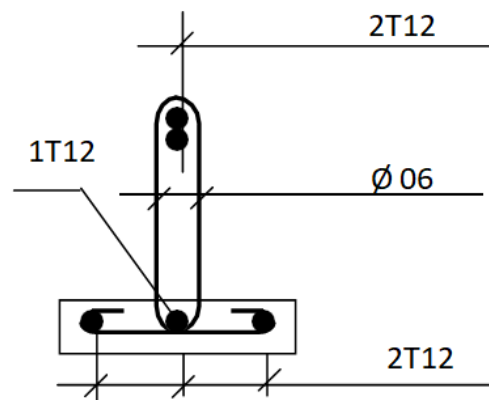


Figure III.10: Ferrailages des poutrelles

-Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
 - **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ si: $L_1 \leq 50cm$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{+Nervure} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec } (L_1 \text{ en cm}) \text{ avec : un espacement : } S_t = 20cm$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65cm$)

$A_{+Nervure}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $f_e = 520MPa$

(f_e : limite élastique des aciers utilisés)

Quadrillage de treilles soudé (**TLE520**).

$$A_{+Nervure} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52cm^2/ml \Rightarrow A_{+Nervure} = 5\emptyset6 = 1.41cm^2$$

Avec un espacement : $S_t = 20cm$.

$$A_{//nervures} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705cm^2 \Rightarrow A_{//} = 5\emptyset6 = 1.41cm^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

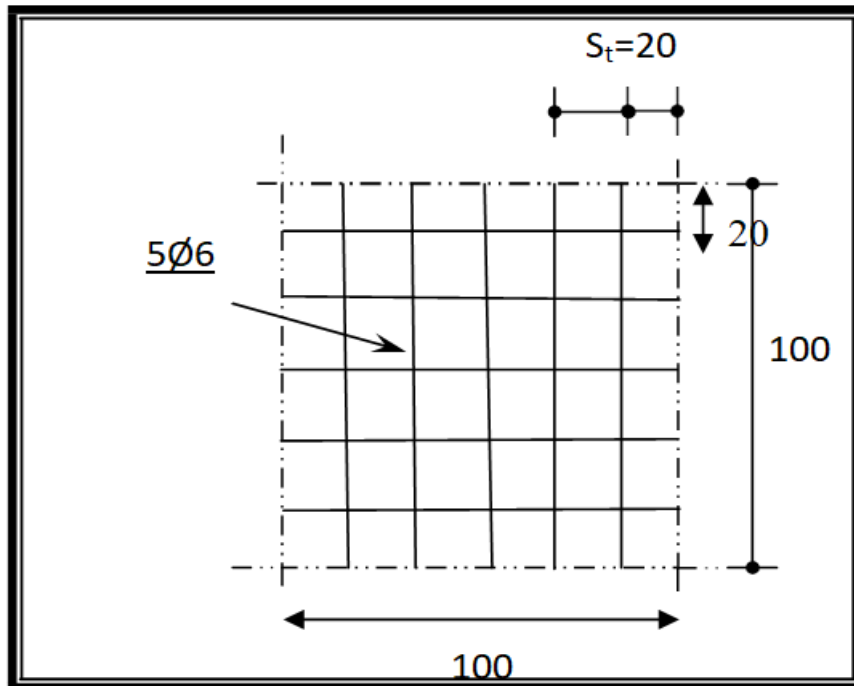


Figure III.11 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.7.Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la

Dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20*20**).

IV. Etude sismique

IV.1. Introduction :

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontale aux portique et voiles. Cette étude est effectuée par la méthode des éléments finis « ROBOT2017».

IV.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT2017.

IV.3.Choix de la Méthode de calcul :

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

IV.4. Présentation de méthode de calcule :

IV.4.1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.4.2.Calcul de la force sismique total :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération de zone (RPA 99 "version 2003", P26).
- D : facteur d'amplification dynamique moyen (RPA 99 "version 2003", P26).
- R : coefficient de comportement global de la structure (RPA 99 "version 2003", P28).
- Q : facteur de qualité, il est en fonction de : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$
- P_q : la pénalité (4.4.P30.RPA 99 "version 2003").

• W : poids total de la structure: $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

• B: coefficient de pondération, donné par le tableau (RPA 99"version 2003", P30).

IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure:

-La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur totale à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, donné par le tableau 4.6. de RPA99/2003.

IV.4.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : F_t : la force concentrée au sommet de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

IV.5. Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:
(RPA 99"version 2003", P30).

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{Q}{R} \right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \times \left[\frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T > 3S \end{cases}$$

IV.5.2. Nombre de mode a considéré:

D'après l'article 4.3.4 du RPA, le nombre des modes de vibration à retenir en compte dans chaque direction d'excitation doit être :

- 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.

IV.6. Analyse de structure :

☞ Modélisation des éléments structuraux :

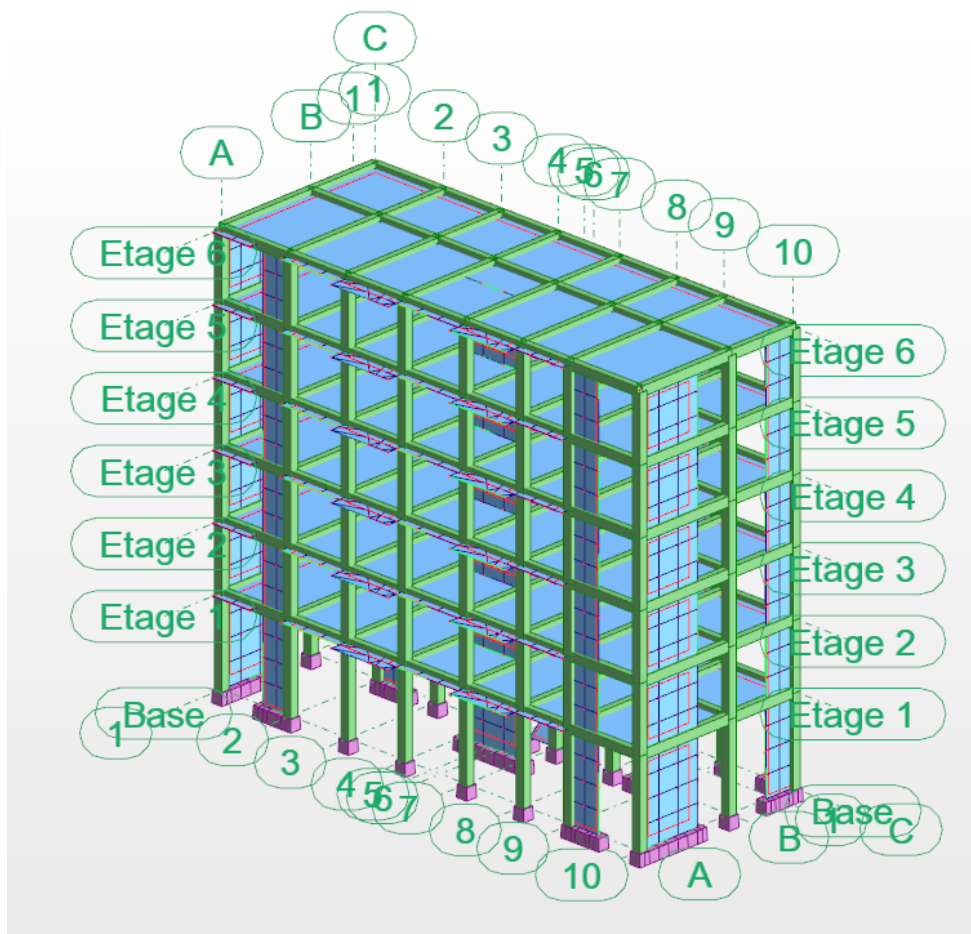


Figure IV.1 : Vue en 3D (importée du robot)

IV.6. 1. Critères de classification:(RPA99/version2003, P22)

Classification de bâtiment comme suit :

- classification des zones sismiques : zone **IIa**
- classification des ouvrages selon leur importance : **groupe 2**
- classification des sites : site ferme **S2**
- classification des systèmes de contreventement : **Voiles porteurs**
- classification des ouvrages selon leur configuration : Bâtiment est **classe régulier**.

IV.6. 2. La méthode de calcul :**a) Méthode statique équivalente :****☞ Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$$

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$
- coefficient de comportement global de la structure : $R = 3.5$
- facteur de qualité (Q): $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$

Tableau IV. 1 : critères de qualité

| Critère " q " | Pq | |
|---|---------|-----------|
| | observé | N/observé |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | / | 0.05 |
| Redondance en plan | / | 0.05 |
| Régularité en plan | / | / |
| Régularité en élévation | / | / |
| Contrôle de la qualité des matériaux | / | 0.05 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | / | 0.05 |

Donc on prend : $Q = 1.2$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} = 0.46 \text{sec}$$

AVEC : $h_N = 19.38 \text{m}$; $C_T = 0.05$ (Tableau 4.6. de RPA99/2003.)

➤ facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} \cdot (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{s} \end{cases}$$

Avec : $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$

On prend : $\zeta = 7\% \eta = 0,881 > 0,7$

- site ferme(S2): (tableau 4.7. de RPA99/2003.) $\left\{ \begin{array}{l} T_1=0.15 \text{sec} \\ T_2=0.40 \text{sec} \end{array} \right.$

On a: $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{s}$ $D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.01$

➤ **poids totale de la structure :**

- D'après le ROBOT : **W= 1437.91t**

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4-5 du (RPA99/version2003).

Dans notre cas : $\beta = 0,20$

Tableau IV.2 : la force sismique totale

| <i>A</i> | <i>Q</i> | <i>D</i> | <i>W (t)</i> | <i>R</i> | <i>V (t)</i> |
|-------------|------------|-------------|--------------|------------|---------------|
| <i>0,15</i> | <i>1,2</i> | <i>2.01</i> | 1437.91 | <i>3.5</i> | <i>148.64</i> |

b) Méthode dynamique modale spectrale :

Les résultats obtenus à partir du logiciel (ROBOT):

☞ **Les modes et périodes de la structure:**

Tableau IV.3 : les modes et périodes de la structure

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 2,29 | 0,44 | 76,86 | 0,15 | 76,86 | 0,15 |
| 2 | 2,35 | 0,42 | 77,00 | 75,58 | 0,15 | 75,43 |
| 3 | 3,36 | 0,30 | 77,02 | 75,59 | 0,01 | 0,02 |
| 4 | 8,01 | 0,12 | 90,40 | 75,59 | 13,38 | 0,00 |
| 5 | 8,77 | 0,11 | 90,40 | 90,78 | 0,00 | 15,19 |
| 6 | 12,97 | 0,08 | 90,42 | 90,79 | 0,02 | 0,00 |
| 7 | 15,75 | 0,06 | 94,54 | 90,79 | 4,11 | 0,00 |
| 8 | 17,10 | 0,06 | 94,54 | 90,79 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | 18,75 | 0,05 | 94,54 | 95,64 | 0,00 | 4,85 |
| 10 | 21,09 | 0,05 | 94,54 | 95,64 | 0,00 | 0,00 |

☞ **Interprétation des résultats :**

- Le premier mode et le deuxième mode de **translation**.
- Le deuxième mode et le deuxième mode de **translation**.
- Le troisième mode est un mode de **torsion**.
- La participation massique dépasse le seuil de **90%** au **quatrième mode**.

☞ **Résultats des forces sismiques de calcul : $V_{tx}=162.84$ T**

☞ **Caractéristiques géométriques :**

- **Centre de masse et Centre de torsion :**

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de torsion

| Nom | X_{CM} [m] | Y_{CM} [m] | X_{CT} [m] | Y_{CT} [m] |
|------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 5 ^{ème} étage | 11.14 | 4.21 | 11.14 | 4.21 |
| 4 ^{ème} étage | 11.28 | 4.23 | 11.23 | 4.23 |
| 3 ^{ème} étage | 11.28 | 4.23 | 11.23 | 4.23 |
| 2 ^{ème} étage | 11.28 | 4.23 | 11.23 | 4.23 |
| 1 ^{ère} étage | 11.28 | 4.23 | 11.23 | 4.23 |
| RDC | 11.27 | 4.11 | 11.23 | 4.11 |

➤ **Calcul des excentricités :**

❖ **Calcul de l'excentricité théorique:**

$$e_x = |X_m - X_t| \quad e_y = |Y_m - Y_t|$$

❖ **Calcul de l'excentricité accidentelle : RPA99/V2003 Article (4.3.7)**

Dans le sens X est : $L_X = 22.45 \text{ m} \longrightarrow e_x = 0.05 \times L_X = 1.122\text{m}$

Dans le sens Y est : $L_Y = 8.5\text{m} \longrightarrow e_y = 0.05 \times L_Y = 0.425\text{m}$

Les résultats de tous les niveaux sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : résultats de l'excentricité

| Diaphragme | l'excentricité théorique | | l'excentricité accidentelle | |
|------------|--------------------------|-------|-----------------------------|-------|
| | e_x | e_y | e_x | e_y |
| étage 1 | 1,35 | 0,49 | 1.122 | 0.425 |
| étage 2 | 0,05 | 0,45 | 1.122 | 0.425 |
| étage 3 | 0,05 | 0,45 | 1.122 | 0.425 |
| étage 4 | 0,05 | 0,45 | 1.122 | 0.425 |
| étage 5 | 0,05 | 0,45 | 1.122 | 0.425 |
| étage 6 | 0,04 | 0,43 | 1.122 | 0.425 |

IV.6.3.Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA :

a) **Vérification de la période :**

❖ **T (empirique) :** $T_{\text{empirique}} = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.46\text{s}$

❖ **T dynamique = 0.44s** (calculé suivant logiciel de robot)

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (RPA99/version2003 ; P44).

$$T_{\text{dynamique}} = 0.44\text{s} < T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.46\text{s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison de la valeur modale ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismique

déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprié.

$$V_{dy} \geq 0.8 \times V_{stat}$$

Donc

$$: \left\{ \begin{array}{l} V_{dy} = 151,16t > 0.8 \times V_{stat} = 130.27t \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition verifier}$$

➤ **Distribution du résultat des forces sismiques selon la hauteur:**(RPA2003 Art 4.2.5)

☞ **SENS X-X :**

Tableau IV.6 : résultats distribution du des forces sismiques

| Niveau | RDC | 1 ^{ère} étage | 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} étage | 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} étage |
|-------------------------|------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| h_k(m) | 4.08 | 7.14 | 10.20 | 13.26 | 16.32 | 19.38 |
| F_k(t) | 9.69 | 16.37 | 23.39 | 30.41 | 37.46 | 47.53 |

☞ **SENS Y-Y :**

Tableau IV.7: résultats distribution du des forces sismiques

| Niveau | RDC | 1 ^{ère} étage | 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} étage | 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} étage |
|-------------------------|-------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| h_k(m) | 4.08 | 7.14 | 10.20 | 13.26 | 16.32 | 19.38 |
| F_k(t) | 46.67 | 82.12 | 109.50 | 130.22 | 144.52 | 152.39 |

➤ **Verifications de déplacement :**

Le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages (Δ_k) qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k": $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement.

Tableau IV.8 : résultats des déplacements

| Niveau | X-X | | Y-Y | | h (m) | verification |
|--------|--------------------|------------------|--------------------|------------------|-------|--------------|
| | δ_{ekx} (m) | Δk_x (m) | δ_{eky} (m) | Δk_y (m) | | |
| RDC | 0,00449 | 0,00449 | 0,00398 | 0,00398 | 4.08 | C.V |
| 1 | 0.01005 | 0,00556 | 0,00898 | 0,00499 | 3.06 | C.V |
| 2 | 0.01596 | 0,00591 | 0.01454 | 0,00556 | 3.06 | C.V |
| 3 | 0.2151 | 0,00556 | 0.02003 | 0,00549 | 3.06 | C.V |
| 4 | 0.02633 | 0,00481 | 0.02509 | 0,00506 | 3.06 | C.V |
| 5 | 0.03031 | 0,00398 | 0.02960 | 0,00451 | 3.06 | C.V |

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- ✓ Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

☞ **SENS X-X :**

Tableau IV.9 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X

| Niveau | P_k (t) | Δ_k (m) | V_k (t) | h_k (m) | $V_k * h_k$ | $P_k * \Delta_k$ | θ_k | $\theta_k \leq 0.10$ |
|--------|-----------|----------------|-----------|-----------|-------------|------------------|------------|----------------------|
| RDC | 1437,91 | 0,00449 | 151,16 | 4.08 | 616.73 | 6.46 | 0.01 | OK |
| 1 | 1169,00 | 0,00556 | 143,59 | 7.14 | 1025.23 | 6.49 | 0.006 | OK |
| 2 | 933,48 | 0,00591 | 129,04 | 10.2 | 1316.21 | 5.52 | 0.004 | OK |
| 3 | 697,97 | 0,00556 | 107,88 | 13.26 | 1430.48 | 3.88 | 0.002 | OK |
| 4 | 462,46 | 0,00481 | 80,05 | 16.32 | 1306.41 | 2.08 | 0.001 | OK |
| 5 | 227,11 | 0,00398 | 44,67 | 19.38 | 865.71 | 0.903 | 0.001 | OK |

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P-Δ sera négligé dans le sens transversal.

☞ SENS Y-Y

Tableau IV.10 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-

| Niveau | P_k (t) | Δ_k (m) | V_k (t) | h_k (m) | $V_k * h_k$ | $P_k * \Delta_k$ | θ_k | $\theta_k \leq 0.10$ |
|--------|-----------|----------------|-----------|-----------|-------------|------------------|------------|----------------------|
| RDC | 1437,91 | 0,00398 | 152,39 | 4.08 | 621.75 | 5.72 | 0,01 | OK |
| 1 | 1169,00 | 0,00499 | 144,52 | 7.14 | 1031.87 | 5.83 | 0,014 | OK |
| 2 | 933,48 | 0,00556 | 130,22 | 10.2 | 1328.24 | 5.19 | 0,006 | OK |
| 3 | 697,97 | 0,00549 | 109,50 | 13.26 | 1451.97 | 3.83 | 0,006 | OK |
| 4 | 462,46 | 0,00506 | 82,12 | 16.32 | 1340.19 | 2.34 | 0.003 | OK |
| 5 | 227,11 | 0,00451 | 46,67 | 19.38 | 903.46 | 1.02 | 0.003 | OK |

Pour tous les étages on a $\theta < 0.10$ donc l'effet P-Δ sera négligé dans le sens longitudinal.

➤ **Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

✓ **Méthode de calcul :**

$$\sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k$$

Avec :

- ✓ W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) ; $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$
- ✓ b_i : Centre de gravité de la structure dans le sens Y : $b_i = X_G + 1m$.
- ✓ b_i : Centre de gravité de la structure dans le sens X : $b_i = Y_G + 1m$
- ✓ F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k ;
- ✓ h_k : La hauteur de l'étage k.

☞ SENS X-X :

Tableau IV.11: Vérification au renversement sens X-X

| Niveau | F_k (t) | h_k (m) | W_k (t) | b_i (m) | $W_k * b_i$ (t.m) | $F_k * h_k$ (t.m) |
|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|
| RDC | 9.69 | 4.08 | 244.076 | 11.27 | 2750.74 | 39.5352 |
| 1 | 16.37 | 7.14 | 235.514 | 11.28 | 2656.59 | 116.8818 |
| 2 | 23.39 | 10.2 | 235.514 | 11.28 | 2656.59 | 238.578 |
| 3 | 30.41 | 13.26 | 235.514 | 11.28 | 2656.59 | 403.2366 |
| 4 | 37.46 | 16.32 | 235.514 | 11.28 | 2656.59 | 611.3472 |
| 5 | 47.53 | 19.38 | 251.777 | 11.14 | 2804.79 | 921.1314 |

$$\sum F_k * h_i = 2330.7102 \text{ t.m}$$

$$\sum W_k * b_i = 16181.89 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☛ SENS Y-Y :

Tableau IV.12: Vérification au renversement sens Y-Y

| Niveau | Fk (t) | h _k (m) | W _k (t) | b _i (m) | W _k * b _i (t.m) | Fk* h _k (t.m) |
|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| RDC | 7.61 | 4.08 | 244.076 | 4.11 | 10038.15 | 31.05 |
| 1 | 12.86 | 7.14 | 235.514 | 4.23 | 996.224 | 91.82 |
| 2 | 18.37 | 10.2 | 235.514 | 4.23 | 996.224 | 187.374 |
| 3 | 23.89 | 13.26 | 235.514 | 4.23 | 996.224 | 316.781 |
| 4 | 29.403 | 16.32 | 235.514 | 4.23 | 996.224 | 479.857 |
| 5 | 37.33 | 19.38 | 251.777 | 4.21 | 1059.981 | 723.455 |

$$\sum F_k \cdot h_i = 1830.337 \text{ t.m}$$

$$\sum W_k \cdot b_i = 6048.027 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V. Ferrailage Des Eléments Porteurs

V.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à calculer le ferrailage de la structure suivant le BAEL tout en tenant compte des conditions imposées par du RPA 99/version 2003.

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

a) Pour les poutres :

En travées : BAEL 91 B6.1.2.1P90

- $1.35G+1.5Q$ combinaison de l'ELU des règles BAEL.
 - $G+Q$ combinaison de l'ELS des pour vérification.
- En appui : RPA 99 / V 2003 Art5.2 P53
- $G+Q\pm E$ condition de RPA qui donne le maximum de moment négative (nappe supérieur).
 - $0.8 G\pm E$ condition de RPA qui donne le maximum de moment positif(nappe inférieur).

b) Pour les poteaux :

- $1.35G+1.5Q$ } BAEL 91
- $G+Q$ }
- $G+Q\pm 1.2E$ } RPA 99 / V 2003 (situation accidentelle)
- $0.8 G \pm E$ }

c) Les voiles :

- $G+Q\pm E$ } RPA 99 Art5.2 P53
- $0.8 G \pm E$ }

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissent et des efforts tranchants, donc elles sont calculés à la flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

▪ Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fera conformément aux règlements BAEL91

▪ Condition non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifie la condition suivante : $A_{\min} = 0,23 b .d. f_{t28}/f_c$

▪ Pourcentage minimale (RPA 99 "version 2003" Art 7.5.2.1. P52):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 %. En toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

V.2.1. Combinaison des différentes charges :

Tableau V -1 : Tableaux récapitulatifs des résultats des moments et efforts tranchants.

| ETAGE | POUTRE | ELU | | ELA | | ELS | | L'effort tranchant (t) |
|------------------|-----------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|
| | | Mt_{max} (t.m) | Ma_{min} (t.m) | Mt_{max} (t.m) | Ma_{min} (t.m) | Mt_{max} (t.m) | Ma_{min} (t.m) | |
| ETAGE Courant | PS(30*35) | 2.60 | -3.05 | 1.63 | -5.93 | 1.74 | -2.22 | 2.24 |
| | PP(30*40) | 4.47 | -8.58 | 3.10 | -12.46 | 3.25 | -6.24 | 7.14 |
| TERASSE | PS(30*35) | 1.99 | -2.61 | 1.37 | -4.47 | 1.44 | -4.47 | 1.82 |
| | PP(30*40) | 4.57 | -8.34 | 3.27 | -9.57 | 3.35 | -6.11 | 6.80 |

V.2.2. Exemple de calcul :

❖ Poutres principales (30×40) :

- Caractéristiques de matériaux : $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_e=400\text{Mpa}$.

➤ En travée :(combinaison durables)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.085$$

$$(\mu_{Lu} = 0.341\gamma - 0.1776 \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa}).$$

$$(\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.786}{3.60} = 1.607).$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < \mu_{Lu} = 0.370$$

Donc l'ELU est atteint au pivot A => acier comprimé non nécessaire ($A_s'=0$).

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.097$$

$$A_s = \frac{0.81 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s} = 3.36 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s=4.61\text{cm}^2$

3HA14

❖ Vérification de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 b .d. f_{t28}/f_e = 1.26\text{cm}^2 \text{.....CV.}$$

➤ En appuis :(combinaison accidentelles)

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.238 \quad \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.331$$

$$A_s = \frac{0.81 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s} = 9.60\text{cm}^2$$

Donc on adopte $A_s=10.65\text{cm}^2$

3HA16+3HA14

❖ Vérification de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 b .d. f_{t28}/f_e = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2.1/400 = 1.26\text{cm}^2.$$

❖ Vérification à ELS :

Le BAEL (article .4.5.2) préconise que l'on peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale du béton pour des sections rectangulaires soumises à la flexion simple, et dont les armatures sont de classe FeE400, et la fissuration est peut préjudiciable et si la condition suivante est remplie :

- En travée : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.47}{3.25} = 1.375$.

$$\alpha_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha = \frac{y}{d} \rightarrow 0.43 > 0.051 \rightarrow \text{c.vérifié.}$$

- En appuis supérieur: $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.46}{6.24} = 2.00$

$$\alpha_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.83 > 0.064 \rightarrow \text{c. vérifié.}$$

La vérification des contraintes est nécessaire à ELS.

❖ **vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

la contrainte a une distance x de l'axe neutre est: $\sigma(x) = M_s/I$

La contrainte maximale dans le béton comprimé (x=y): $\sigma_{bc} = Ky$

La position de l'axe neutre :

$$y = \alpha \times d = 0.43 \times 35 = 15.05$$

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

$$I = \left(30 \times \frac{17.63^3}{3}\right) + 15 \times 3.39 \times (35 - 15.05)^2 = 82569,09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_s}{I}\right) \cdot y = \frac{39 \times 10^3}{82569,09} \times 15.05 = 7.10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \rightarrow \text{C. Vérifié.}$$

La section étant soumis moment M_{ser} ,

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2f_e/3, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.6; 201.6\} \bar{\sigma}_s = 201.6\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y) = 57.57\text{Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.6\text{Mpa} \rightarrow \text{C. Vérifié}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 9.28\text{t} \longrightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.075\text{Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.075 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après le règlement BAEL91 article (b.6.5, 2) :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{4.90} = 0.081 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C. Vérifié.}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{4.90} = 0.081 \geq \frac{1}{10} * 0.3 = 0.03 \rightarrow \text{C. Vérifié.}$

$$\bullet \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 35} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{C. Vérifié.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Vérification de la section minimale exigée par le RPA :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre d'après le RPA est 0.5% en tout section.

$$A_{\min} = 0.5\%(b \cdot h) = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6.00\text{cm}^2}$$

- Pourcentage maximale d'acier longitudinal:

$$A_{\max} = 4\%(b \cdot h) = 0.04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48\text{cm}^2} \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(b \cdot h) = 0.06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72\text{cm}^2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

a) **Ferraillage transversale:**

✓ **Vérification des armatures transversales :**

- D'après BAEL : $\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset_L)$

$\emptyset_t \leq \min (1.28 ; 3 ; 1.2) = 1.28\text{cm} \dots \text{C. Vérifié.}$

On choisit a priori un diamètre égal (8 mm) c.à.d. **4T08** (cadre+étrier).

✓ **L'espacement :**

- d'après BAEL : $S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 36.9\text{cm}.$
- D'après RPA : $S_t = \min (h/4 ; 12\emptyset_L ; 30\text{cm}) = 11.25\text{cm} \dots \dots \text{en zone nodale}$
 $S_t \leq h/2 = 22.5\text{cm} \dots \dots \text{ende hors de la zone nodale.}$

Donc : $S_t = \mathbf{10\text{cm}}$. En zone nodale.

$S_t \leq h/2 = \mathbf{15\text{cm}}$. En de hors de la zone nodale.

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b : \begin{cases} 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 & \text{en zone nodale.} \\ 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 & \text{en de hors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Donc on prend avec $A_t = \mathbf{1.51\text{cm}^2}$ dans les deux zones, nodale et en dehors de la zone nodale.

3HA8

❖ **Longueur des chapeaux :**

-travée intermédiaire : chapeaux sur des appuis $\frac{L}{5} = \frac{4.90}{5} = 0.98 \text{ m}$

-travée de rive : chapeaux sur des appuis $\frac{L}{4} = \frac{4.90}{4} = 1.225 \text{ m}$

V.2.3. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Tableau V.2. Tableau résumé des Ferrailage des poutres principales

| Poutre | étage | A _S travée cm ² | A _S appui cm ² | A _{min} (cm ²) | A _{RPCA} (cm ²) | A _S travée adopté (cm ²) | A _S appui adopté (cm ²) |
|---------------|------------|--|---|--|---|---|---|
| PP (30*40) | terrasse | 3.8 | 7.3 | 1.26 | 6.00 | 3HA14 = 4.61 | 3HA14+3HA14 = 9.23 |
| | E. courant | 3.36 | 9.60 | 1.26 | 6.00 | 3HA14 = 4.61 | 3HA16+3HA14 = 10.65 |
| PS (30*35) | terrasse | 1.9 | 3.8 | 1.12 | 5.25 | 3HA12 = 3.39 | 3HA12+3HA12 =6.78 |
| | E. courant | 2.3 | 5.2 | 1.12 | 5.25 | 3HA12 = 3.39 | 3HA12+3HA12 =6.78 |

a) Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×40) cm² :

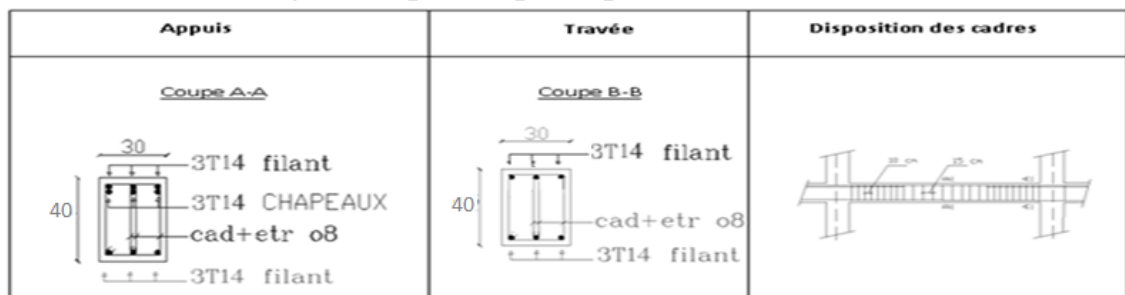


Figure V.1: Coupe transversale de ferrailage des poutres principales (terrasse)

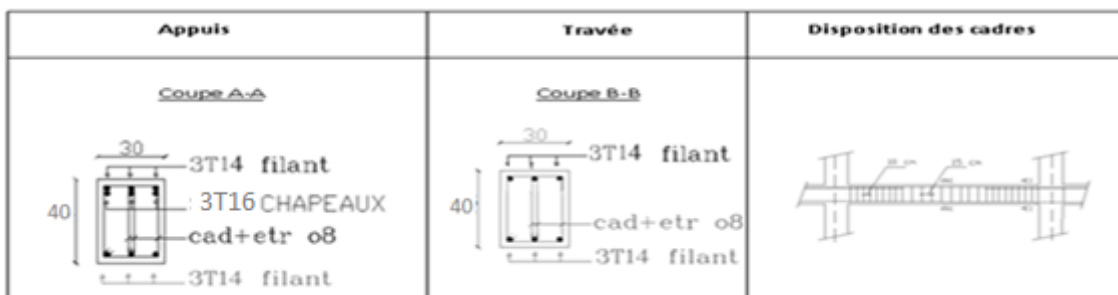


Figure V.2: Coupe transversale de ferrailage des poutres principales (E. courant)

a) Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

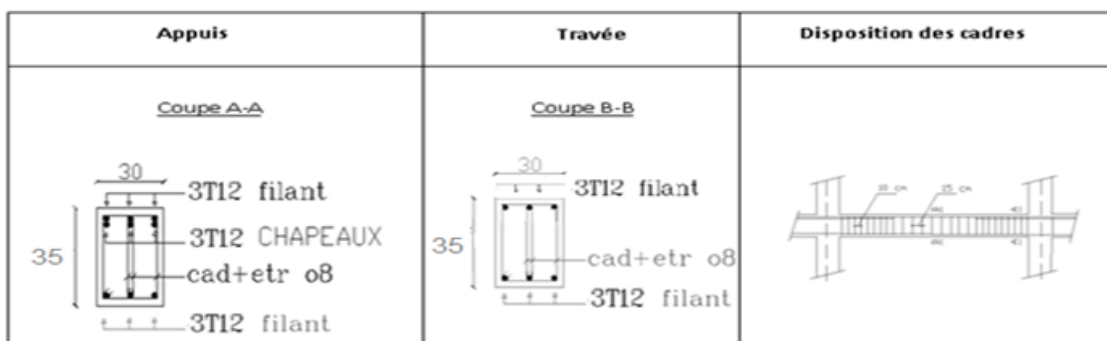


Figure V.3: Coupe transversale de ferrailage des poutres secondaires

V.3. Ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » et à « ELA » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau V.4. Caractéristique mécanique des matériaux

| Situation | Béton | | | Acier (type I FeE400) | | |
|--------------|------------|-----------|----------|------------------------|-------|----------|
| | γ_b | f_{c28} | f_{bu} | γ_s | f_e | f_{su} |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.17 | 1.15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.5 | 1 | 400 | 400 |

V.3.1 Exemple de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

On considérant les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} M \text{ correspondant} \\ N_{\min} M \text{ correspondant} \\ M_{\max} N \text{ correspondant} \end{array} \right.$$
➤ Exemple de ferrailage du poteau (40 x 40) :**a) Ferrailage longitudinal :**

▪ **1^{ère} cas (ELU):** $N_{\max} = 110.77 \text{ t}$; $M_{\text{corres}} = 1.27 \text{ t.m}$

▪ **Calcul de l'excentricité totale :** $e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.011 \text{ m} = 1.10 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{391}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m} ; \quad \emptyset = 2 \text{ (généralement)}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 19.55 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) \Rightarrow e_2 = 1.38 \text{ cm}$$

Donc : $e_t = 3.43 \text{ cm}$

▪ **La sollicitation corrigée**

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e_t = 110770 \times 0.0343 = 38000 \text{ N.m}$$

$$N_{\text{MAX}} = 110770 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 38000 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. b \sigma$$

$$A = (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.04) 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^6$$

$$A = 232000 \text{ N. m}$$

$$M_{ua} = M_U + N \times (d - h/2) = 12700 + 110770 \times (0.36 - 0.40/2) = 30423.20 \text{ N.m}$$

$$B = 110770 \times (0.36 - 0.40) - 12700 = 22746.40 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{30423.20}{40 \times 36^2 \times 14.20} \mu = 0.041$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.97$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_t = \frac{30423.20}{40 \times 0.97 \times 348} \Rightarrow A_t = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ calcul}} = A_{st} - \frac{110770}{100 \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.93 \text{ cm}^2$$

▪ **2^{eme} cas(G+Q-1.2E) : N = 86.4 t \Rightarrow M_{cor} = 2.99 t.m**

▪ **Calcul de l'excentricité totale : e_{tot} = e₁ + e_a + e₂**

$$e_1 = \frac{M}{N} = e_1 = 0.0345 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{323}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m} ; \quad \emptyset = 2 \text{ (généralement)}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \frac{2.261}{0.40} = 19.55 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) \Rightarrow e_2 = 0.013 \text{ m}$$

Donc : e_t = 0.034 + 0.02 + 0.013 \Rightarrow e_t = 0.067 m = 6.70 cm

▪ **La sollicitation corrigée**

$$M_{\text{corrigée}} = N \cdot e_t = 864000 \times 0.067 = 57888 \text{ N.m}$$

N_{MAX} = 864000 N ; M_{corrigé} = 5788.8 N.m

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. b \sigma \Rightarrow A = (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.04) 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^6$$

$$A = 232652.8 \text{ N. m}$$

$$M_a = M_U + N \times (d - h/2) = 29900 + 864000 \times (0.36 - 0.40/2) = 168140 \text{ N.m}$$

$$B = 864000 \times (0.36 - 0.40) - 29900 = 108340 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{168140}{40 \times 36^2 \times 14.20} \mu = 0.228$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.320$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.872$$

$$A_{St} = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_t = \frac{168140}{37 \times 0.872 \times 400} \Rightarrow A_t = 10.02 \text{ cm}^2$$

- La section réelle d'aciers comprimés est :

$$A_{s \text{ calcul}} = A_{St} - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 10.02 - \frac{864000}{100 \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 8.80 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}/f_c = 0.23 \times 40 \times 37 \times 2.1/400 = 1.787 \text{ cm}^2.$$

b) Condition de RPA (99ver2003)

▪ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux (RPA 99 / V2003) :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.8\% \times b \times h = 12.80 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{\text{add}} = \text{Max}\{A_{\text{calcul}}; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}\} = 4\text{HA14} + 4\text{HA16} = 14.20 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversal :

D'après (RPA 2003 page 49) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule suivant :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.

ρ_a : Coeff correcteur qui égal a :
$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales déterminées par :

Zone nodale : $S_t \leq \min(10 \times \phi_{L \min}; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq 15 \times \phi_{L \min}$

$$S_t \leq 15 \times 1.4 \Rightarrow S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.142}{0.40} = 5.35 \Rightarrow \lambda_g = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h \times f_e} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{t \min}}{t \times b} \geq 0.3\% \Rightarrow \text{Zone nodale : } A_{t \min} \geq 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_{t \min} \geq 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$

On adopte **4T08(02 cadres)** avec : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 80.98 \text{ t} \quad M_{ser} = 0.93 \text{ t.m}$$

$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.0114 \text{ m} < h/6 = 0.066 \text{ m}$ SPC, il faut vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$.

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 40 \times 40 + 15 \times 12.6 = 1789 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 19.94 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2) = 266660.04 \text{ cm}^4$$

$$K = M_G / I_{XX} = 0.00015$$

$$\sigma_0 = N_s / 100 B_0 = 7.12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 7.13 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 7.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à l'ELS est :

$$\sigma_s^1 = 15 \cdot (\sigma_0 + K \cdot (v_1 - c_1)) = 106.83 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \cdot (\sigma_0 + K \cdot (d - v_1)) = 106.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.6}{0.35 \times 0.37} = 120.36 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow \tau_u = 0.1236 \text{ Mpa}$$

D'après le (BAEL 91) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le (RPA) : $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.618}{0.40} = 6.545 \Rightarrow \lambda_g = 6.545 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa} > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de flambement :**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times 0.014}{0.40}, 100 \right) \right\}$$

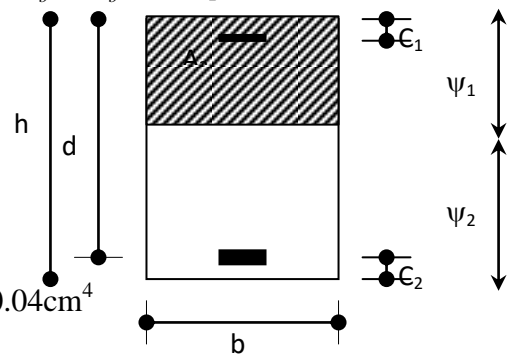


Figure V.4 : section de poteau

$$\Rightarrow \lambda \leq 50 \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.40^3}{12} = 0.00186 \text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.00186}{0.35 \times 0.4}} = 0.115 \quad ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.618}{0.115} = 22.76 \quad \lambda = 22.76 < 50 \rightarrow \text{C v}$$

❖ **Vérification de la stabilité de forme :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{e}{h} \right\} \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 6.545 < 15 \rightarrow \text{C v}$$

❖ **Ferraillage longitudinal des poteaux :**

Après tous les combinaisons ; les résultats Max de ferraillage des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

| SectionPoteau(Cm ²) | A _{calcul} (Cm ²) | Nombre des barres | A _{adapte} (Cm ²) |
|---------------------------------|--|-------------------|--|
| (40x40) | 12.80 | 4HA14+4HA16 | 14.20 |

▪ **Schéma de ferraillage des poteaux :**

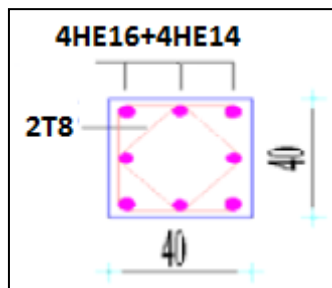


Figure V.5: Coupe transversale de ferraillage des poteaux(RDC)

V.4. Ferraillage des voiles :

Nous utilisant les combinaisons sismiques pour déterminer l'effort de traction dans les voiles : (G+Q ± E , 0.8 G ±E)

V.4.1.Recommandation du RPA : (RPA 99 Art7.7.4 P67)

❖ **Les armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

❖ **Les armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courante 0.10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 a$
- $S_t \leq 30 \text{cm}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2.Méthode de calcul :

Pour le calcul des sections d'aciers des voiles en flexion composée, suivre les étapes suivantes :

- Détermination des sollicitations suivant le sens du séisme.
- Détermination de la nature de la section, qu'est soit :
 - **Partiellement comprimée (SPC)** : une section dite partiellement comprimée si :
 - N est un effort de traction, et le centre de pression à l'extérieure de deux nappes d'armatures.
 - N est un effort de compression, et le centre de pression appliqué en d'hors du noyau centrale de la section et la condition suivante est vérifier :

$$N(d - d') - M_A \leq (0.337 - 0.81d'/h)bh^2\sigma_{bc}$$

$$M_A = M_G + N(d - d')/2$$

M_A : Moment par rapport aux aciers tendus.

Le calcul se fait en flexion simple avec M_A

$$\begin{cases} A_S = A_{S1} - \frac{N_U}{100\sigma_{S1}} \\ A'_S = A'_{S1} \end{cases}$$

- **Entièrement tendue(SET)** : une section dite Entièrement tendue si :
 - N est un effort de traction, et le centre de pression se trouve entre les armatures, dans ce cas les armatures longitudinales seront calculées suivant les formules :

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_U \cdot e_2}{\sigma_{S1}(e_1 + e_2)} \\ A_2 = \frac{N_U \cdot e_1}{\sigma_{S1}(e_1 + e_2)} \end{cases}$$

- **Entièrement comprimée(SEC)** : une section dite Entièrement comprimée si :
 - N est un effort de compression, et la condition suivante est vérifier :

$$N(d - d') - M_A \geq (0.337 - 0.81d)bh \cdot \sigma_{bc}$$

- Détermination des armatures selon les règles BAEL91.
- Disposition des armatures sur la section considérée suivant RPA99.
- Vérification des contraintes de cisaillement.

❖ **Formules de calculs :**

e : épaisseur du voile.
 L : la longueur du voile.
 I : Intertie ; $I = e \times L^3 / 12$

$$\sigma_1 = \frac{N}{e \times L} + \frac{\sigma_M}{e \times L \times L}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{e \times L} - \frac{\sigma_M}{e \times L \times L}$$

- **Longueur de la zone tendue :** $L_T = L \cdot (-\sigma_2) / (\sigma_1 - \sigma_2)$
- **Effort de traction :** $F = -\sigma_2 \times L_T \times e \times 0.5$
- **Section de la zone tendue :** $A_s = F \times 1000 / 4000$ sur un long de L_T

❖ **Les efforts dans les voiles : (résultat importée du robot)**

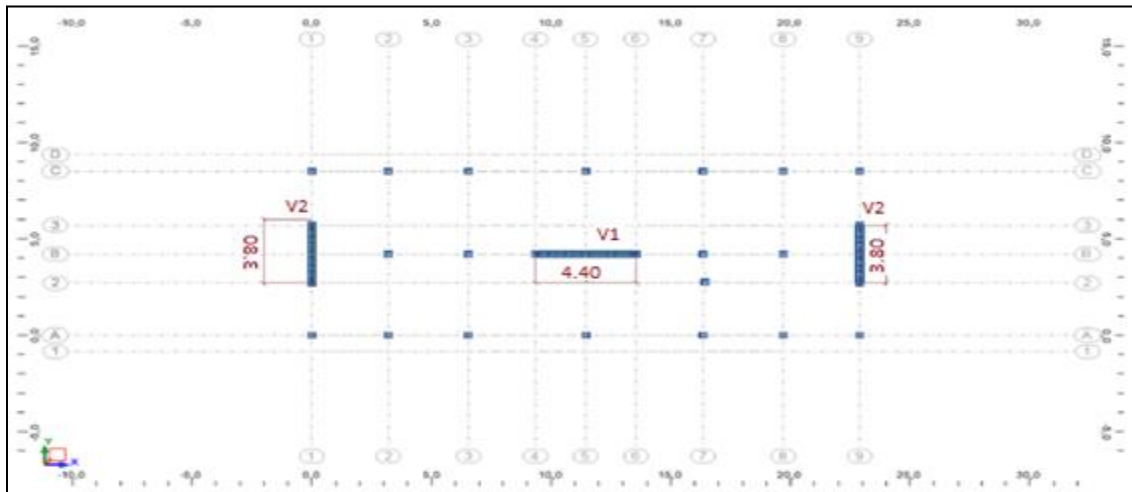


Figure V.6 : Plan d'implantation des voiles (importée du robot)

Tableau V.6 : Les efforts dans les voiles

| Panneau | Cas | NRx [T] | MRz [Tm] | TRy [T] | sRo [MPa] | sRe [MPa] |
|----------------------|----------|---------|----------|---------|-----------|-----------|
| V1 | | | | | | |
| RDC | | | | | | |
| 504 | G+Q ± E | 59 | 52,94 | 40,56 | -1,9 | 4,53 |
| 504 | 0.8 G ±E | -204,72 | -43,33 | -31,82 | -1,93 | -7,2 |
| étage courant | | | | | | |
| 507 | G+Q ± E | 5,46 | 23,18 | 14,27 | -1,29 | 1,53 |
| 507 | 0.8 G ±E | -59,21 | -14,13 | -4,98 | -0,46 | -2,18 |
| terrasse | | | | | | |
| 508 | G+Q ± E | -2,2 | 14,52 | 7,97 | -0,93 | 0,83 |
| 508 | 0.8 G ±E | -8,68 | 5,47 | 3,65 | -0,53 | 0,14 |
| V2 | | | | | | |

| RDC | | | | | | |
|----------------------|----------|---------|--------|--------|-------|-------|
| 484 | G+Q ± E | 56,29 | 26,82 | 26,54 | -0,73 | 3,64 |
| 484 | 0.8 G ±E | -150,08 | -31,51 | -18,92 | -1,3 | -6,44 |
| étage courant | | | | | | |
| 337 | G+Q ± E | -1,26 | 5,62 | 19,57 | -0,49 | 0,43 |
| 337 | 0.8 G ±E | -50,82 | -9,12 | -14,46 | -0,57 | -2,05 |
| terrasse | | | | | | |
| 340 | G+Q ± E | -0,43 | 6,99 | 5,55 | -0,58 | 0,56 |
| 340 | 0.8 G ±E | -9,91 | -11,64 | -1,76 | 0,69 | -1,2 |

❖ **Ferraillage longitudinal des voiles :**

Après tous les combinaisons ; les résultats Max des efforts et de ferraillage des voiles est montrée dans les tableaux suivants :

Tableau V.7 : Ferrailage longitudinal des voiles

| | | $N(t)$ | $M(t.m)$ | $\sigma_1(Mpa)$ | $\sigma_2(Mpa)$ | $L_T(m)$ | $F(t)$ | $A_s(cm^2)$ | $A_{Rpa}(cm^2)$ | Nuance d'acier |
|-------|----------------------|--------|----------|-----------------|-----------------|----------|--------|-------------|-----------------|---|
| V_1 | RDC | 59 | 52.94 | -1.94 | 4.62 | 0.65 | 12.62 | 3.16 | 13.20 | 5T16 esp10 (zone d'about) +20 T16 esp 15 (zone courante) |
| | étage courant | 5.46 | 23.18 | -1.31 | 1.56 | 1.00 | 13.19 | 3.30 | 13.20 | 5T14 esp10 (zone d'about) +20 T12 esp 15 (zone courante) |
| V_2 | RDC | 56.29 | 26.62 | -0.73 | 3.69 | 0.31 | 2.29 | 0.57 | 11.14 | 5T16 esp10 (zone d'about) +10 T16 esp 15 (zone courante) |
| | étageourant | -1.26 | 5.62 | -0.50 | 0.43 | 1.02 | 5.09 | 1.27 | 11.14 | 5T14esp10 (zone d'about) +16T12esp 15 (zone courante) |

❖ **Vérification au cisaillement :(RPA99 Art.7.7.2 P75)**

la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

Où : $\tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d}$ avec $\overline{V} = 1.4V_{calcul}$

❖ **Les armatures transversales : $A_t \geq \frac{S \times V}{f_e \times Z}$; $Z=h-2d'$.**

Les résultats de ferrailage des voiles est montrée dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Ferrailage transversales des voiles

| Voile | | $V(t)$ | $Z_b (MPA)$ | $A_t (cm^2)$ | $St(cm)$ | Nuance d'acier |
|-------|----------------------|--------|-------------|--------------|----------|-----------------------------------|
| V_1 | RDC | 40.56 | 1.43 | 1.01 | 10 | 2T10(1.57 cm²) |
| | étage courant | 14.27 | 0.50 | 0.35 | 10 | 2T08(1.01 cm²) |
| V_2 | RDC | 26.54 | 1.09 | 0.60 | 10 | 2T10(1.57 cm²) |
| | étage courant | 19.57 | 0.80 | 0.48 | 10 | 2T08(1.01 cm²) |

❖ Schéma de ferrailage des différentes voiles V1 et V2:

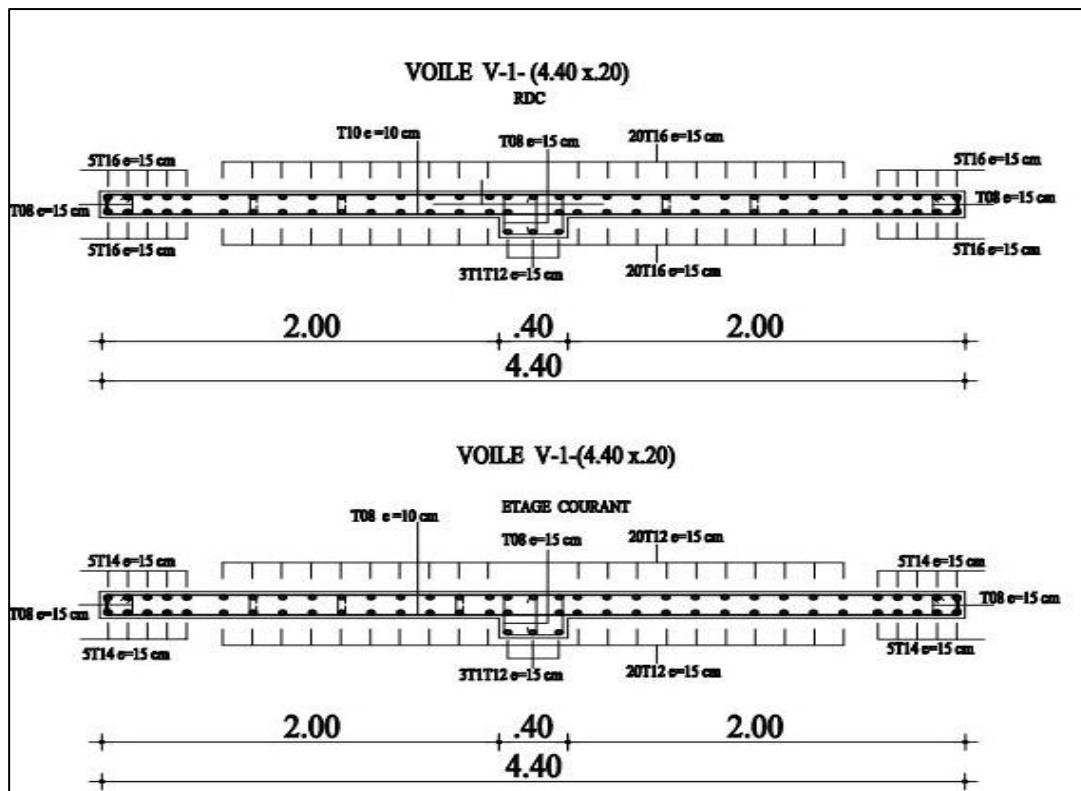


Figure V.7 : Disposition des armatures dans le voile (v₁)

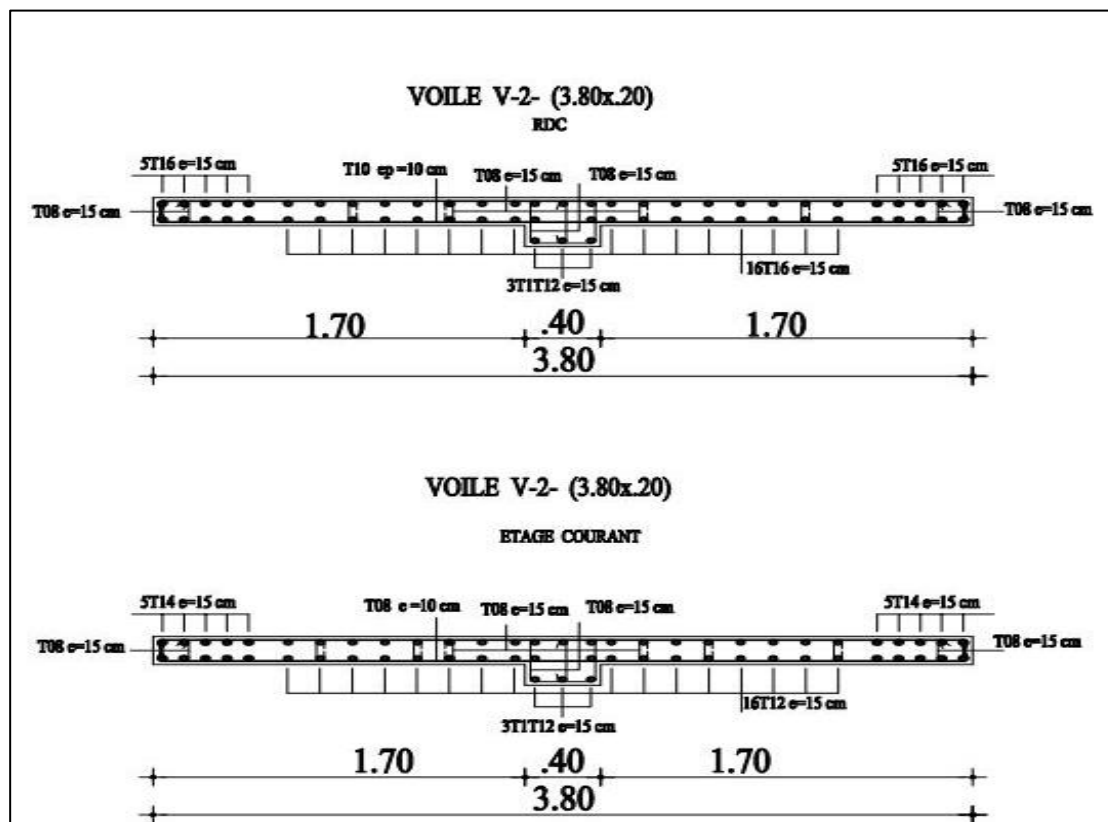


Figure V.8 : Disposition des armatures dans le voile (v_2)

VI Etudes des fondations

➤ VI 1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges

D'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du 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.

➤ VII.2.Choix de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à **1.5bars**, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

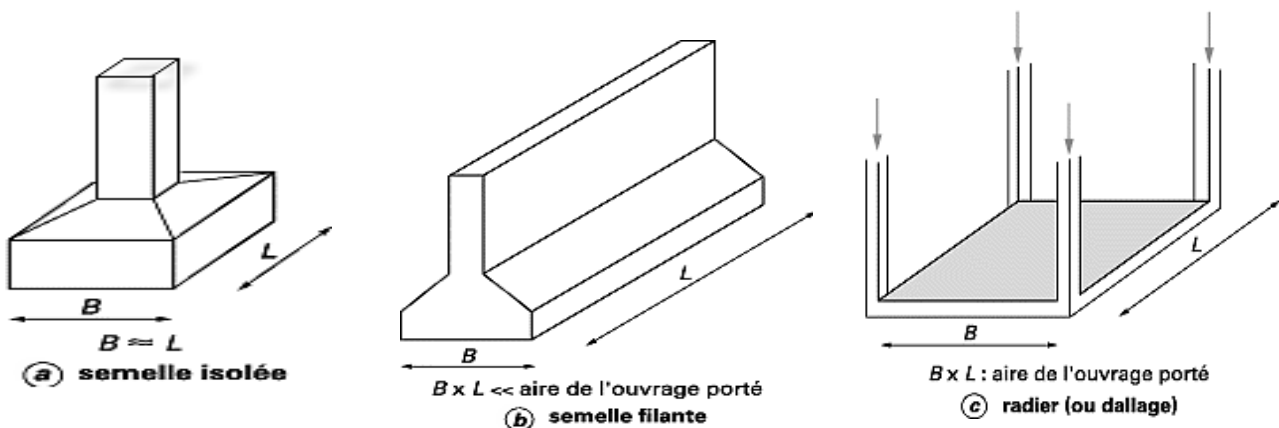


Figure VI.1 : types des fondations

- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- **Les semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$ pour fixer les idées) ;
- **Les radiers ou dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

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 :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 16336,92 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 81.6816$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 8.5 \times 22.45 = 190.825 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 190.825 = 95.4125 \text{ m}^2$$

$$S_s = 81.6816 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 95.4125 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

La figure suit montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

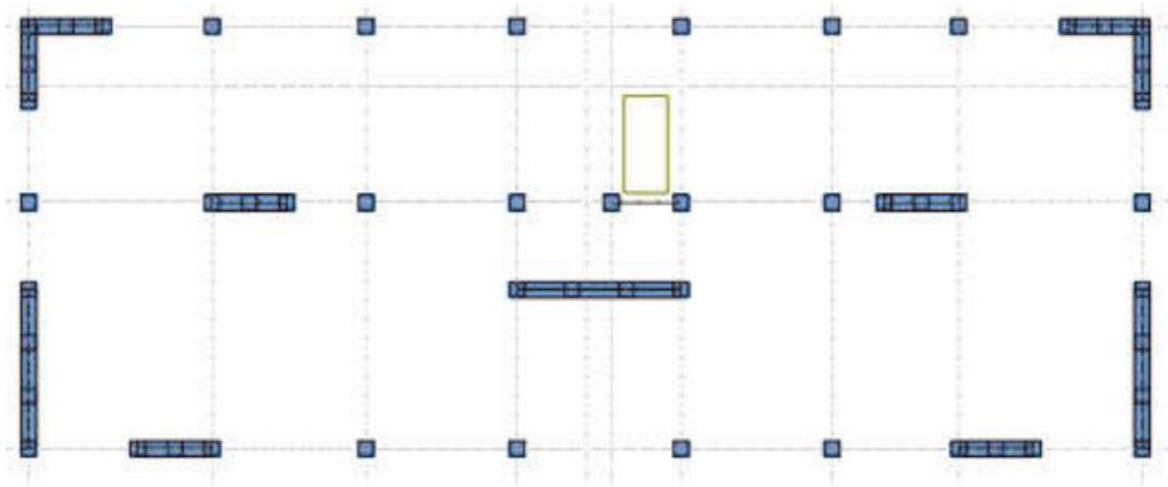


Figure VI.2: Schéma des fondations de bâtiment

➤ **VI.3. Pré dimensionnements des semelles isolées**

En appelant A et B les côtés de la semelle aux côtés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

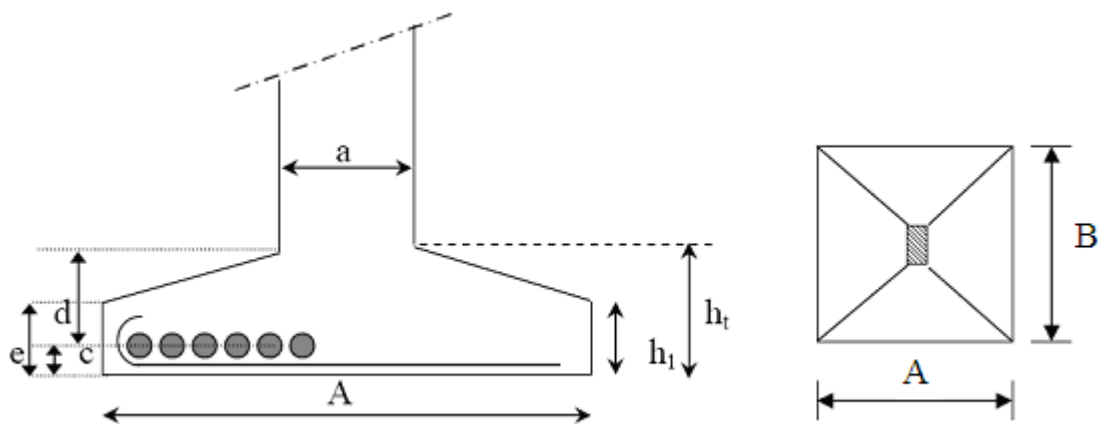


Figure VI.3 : Schéma de principe d'une semelle isolée

-VI.3.1 Exemple de calcul de la semelle isolée S1

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée S18

-Dimensionnement de la semelle isolée :

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S_s : surface de la semelle en $\text{cm}^2 = A \times B$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison **ELS**,

$$N = 625,28 \text{ kN}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Taux de travail du sol en bars $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$

$$S_s = 625.28 / 200 = 3.13 \text{ m}^2$$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{3.13} = 1.76 \text{ m}$$

On choisit **A = B = 2.00 m**

-La hauteur de la semelle :

$$h_t \geq d + 0.05 \text{ m}$$

Avec :

$$d \geq \text{Max} \left[\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right] \dots \dots \dots \text{(Condition de rigidité)}$$

$$\text{On a } \frac{A - a}{4} = \frac{B - b}{4} = 0.4 \text{ m}$$

On aura alors :

$$h_t \geq 0.4 + 0.05 \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 0.45 \text{ m} \quad \text{on choisit} \quad \mathbf{h_t = 45 \text{ cm}}$$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} \quad \text{avec} \quad h_1 \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$$

ϕ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisi $\phi = 14 \text{ mm}$

$$\Rightarrow h_1 = 15 \text{ cm à } 22.5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_1 > 14.4 \text{ cm}$$

On adopte **$h_1 = 25 \text{ cm}$** .

-VI.3.2.Vérification de la Semelle Isolée S1

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : 1.35G+1.5Q

VI.3.2.1.Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6.e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

TABLEAU. VI.1 : VÉRIFICATION DE LA SEMELLE S1 À L'ELS

| Semelle (A*B) | M(KN.m) | N(KN) | e(m) | s _s (m ²) | σ_1 KN/m ² | σ_2 (KN/m ²) | σ_{moy} KN/m ² | σ_{sol} KN/m ² | vérif |
|------------------|---------|---------------|-------|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------|
| 2.00*2.00 | 18.44 | 625,28 | 0.029 | 4.00 | 169.91 | 142.72 | 163.11 | 200 | oui |

VI.3.2.2.Vérification des contraintes à l'ELU : 1.35G+1.5Q**TABLEAU VI.2 : VÉRIFICATION DE LA SEMELLE S1 À L'ELU**

| Semelle (A*B) | M(KN.m) | N(KN) | e(m) | s _s | σ_1 | σ_2 | σ_{moy} | $\sigma_{sol}*1.5$ | vérif |
|------------------|---------|--------|-------|----------------|------------|------------|----------------|--------------------|-------|
| 2.00*2.00 | 25,39 | 862,14 | 0.029 | 4.00 | 234.28 | 196.78 | 224.90 | 300 | oui |

VI.3.2.3.Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E**TABLEAU VI.3: VÉRIFICATION DE LA SEMELLE S1 SOUS G + Q ± E**

| Semelle (A*B) | M(KN.m) | N(KN) | e(m) | s _s | σ ₁ | σ ₂ | σ _{moy} | σ _{sol} *2 | vérif |
|------------------|---------|---------|-------|----------------|----------------|----------------|------------------|---------------------|-------|
| 2.00*2.00 | 72,20 | 1587,94 | 0.045 | 4.00 | 423.78 | 370.18 | 410.38 | 400 | oui |

VI.3.2.4.Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$\text{➤ } A \geq 4 \times e \quad \text{tel que : } e = \frac{M}{N}$$

Tableau VI.4 : Vérification de la semelle S1 sous 0.8G ± E

| A*B | M | N | e | 4.e | vérification |
|-----------|-------|---------|-------|-------|--------------|
| 2.00*2.00 | 71,00 | 1493,67 | 0.047 | 0.118 | oui |

➤ VI.4 : FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivantes isolées, nous utilisons la méthode des bielles La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante

$$A_x = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}} \quad \text{Tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

f_e : limite élastique de l'acier

Y_s : coefficient de sécurité = 1.15

$$N_u = 862.14 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = 2 \times 2 \times 0.45 \times 25 = 45 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0.4 \times 0.4 \times 2.02 \times 25 = 8.08 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (2 \times 2 \times 2.02 \times 18) = 145.44 \text{ KN}$$

$$N = 1060.66 \text{ KN}$$

-VI.4.1.Ferraillage de la semelle isolée S1

Le tableau (5.5) résume les résultats de ferraillage obtenus pour la semelle S1

TABLEAU VI.5: FERRAILLAGE DE LA SEMELLE S1.

| A*B | Poteau (m) | S (m²) | N(K) | h-c (m) | A_p (cm²) | Choix des barres (P) | | Choix des barres(r) | |
|------------|-----------------------|------------------------------|-------------|--------------------|---------------------------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|
| 2*2 | 0.4*0.4 | 4 | 1060.66 | 0.40 | 15.23 | 12HA12 | S _t =15 | 12HA12 | S _t =15 |

-VI.4.2. schéma de ferrailage de la semelle isolée s1 :

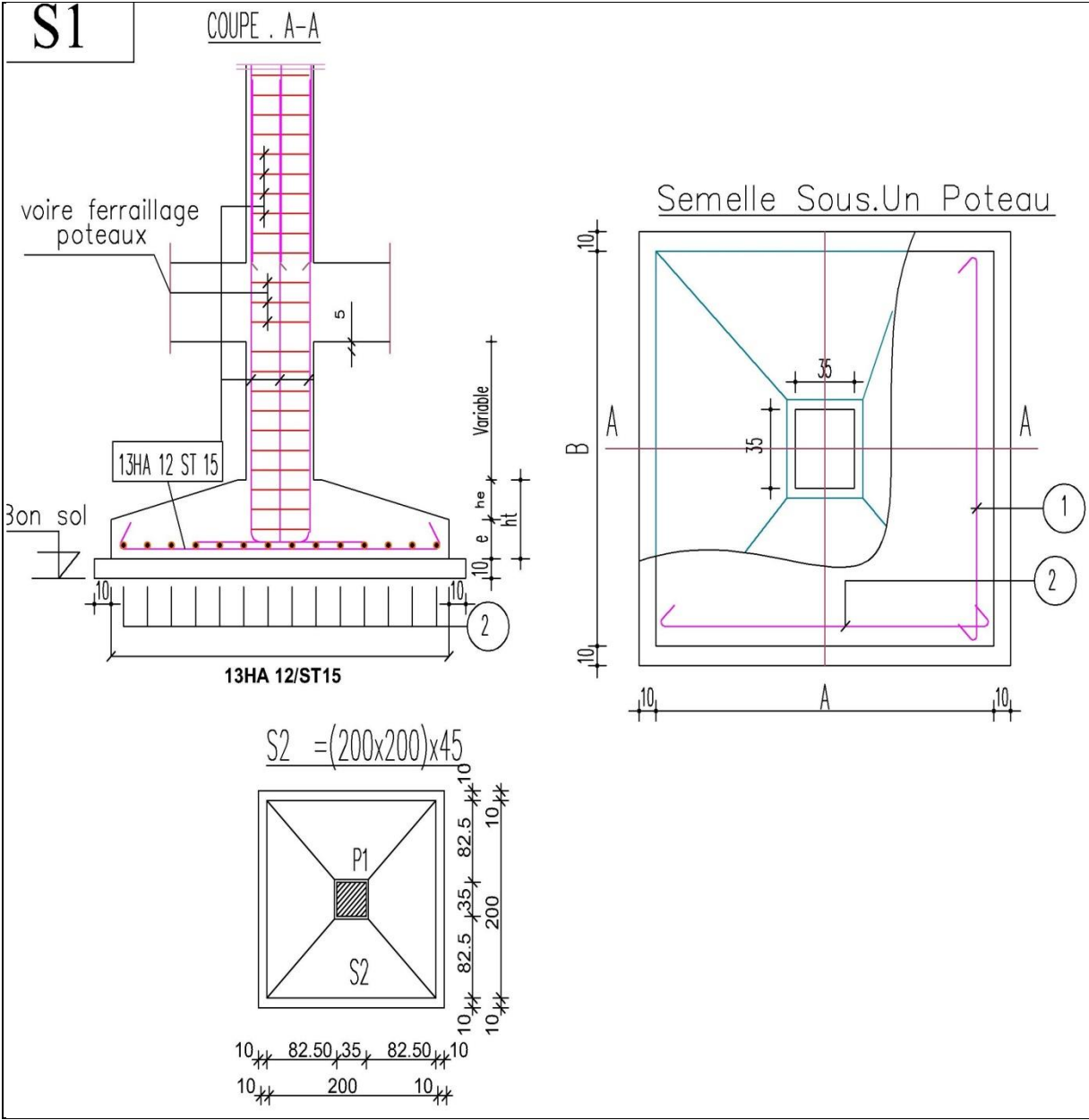


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1

➤ **VI.5. Pré dimensionnement des semelles filantes :**

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

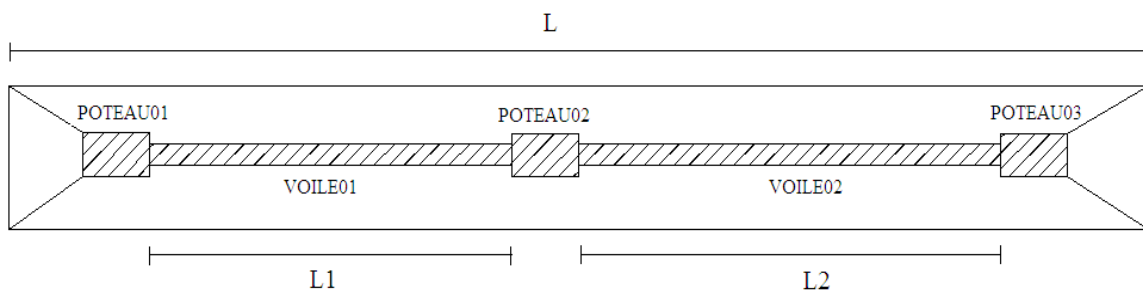


Figure VI.5 : Vue en plan d'une semelle filante

➤ **VI.5.1.Exemple de calcul de la Semelle Filante SF1**

-VI.5.1.1.Dimensionnement de la semelle filante :

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_f = \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{550.44}{200} = 2.75\text{m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$$

Nous avons prévue un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

$$L = 4.95 + 3.55 + 3 \times 0.4 + 2 \times 0.5 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L = 10.7 \text{ m}}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{S_f}{L}$

Donc : $B \geq \frac{2.75}{10.7} = 0.25\text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } B = 1.40\text{m}$

-VI.5.1.2. Hauteur de la paillasse de la semelle filante h :

- La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0.05 \quad \text{avec ; } d \geq \frac{B - b}{4}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h \geq 0.45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.6 : DIMENSIONS DES SEMELLES FILANTES

| Semelle | N (KN) | L (m) | B (m) | h (m) |
|---------|--------|-------|-------|-------|
| SF1 | 550.44 | 10.7 | 1.40 | 0.45 |
| SF2 | 609.27 | 5.9 | 1.40 | 0.30 |

-VI.5.2. Vérification des semelles filantes :

-VI.5.2.1. Vérification au non poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{lim}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{lim} = 0.045f_{c28}/\gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{lim} = 0.045 \times 25/1.5 = 0.75\text{MPa} = 750\text{KN/m}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes :

Tableau VI.7: Vérification Des Semelles Filantes Au Poinçonnement

| Semelle | P (KN) | B adoptée (m) | h adoptée (m) | τ (KN/m ²) | τ_{Min} (KN/m ²) | Vérifiée |
|---------|--------|---------------|---------------|-----------------------------|--|----------|
| SF1 | 392.47 | 1.40 | 0.45 | 233.61 | 750 | Oui |
| SF2 | 497.06 | 1.40 | 0.30 | 295.86 | 750 | Oui |

-VI.5.2.2.Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

σ_{moy} : contrainte moyenne du sol

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 200\text{kN/m}^2$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.8: Vérification Des Semelles Filantes À L'els

| Semelle | N _{total} (KN) | M _{total} (KN.m) | e(m) | σ_1 | σ_2 | σ_{moy} | σ_{sol} | Vérifiée |
|---------|-------------------------|---------------------------|--------|------------|------------|-----------------------|-----------------------|----------|
| SF1 | 550.44 | 19.52 | 0.035 | 42.88 | 30.60 | 39.81 | 200 | oui |
| SF2 | 609.27 | 2.74 | 0.0045 | 75.18 | 72.34 | 74.47 | 200 | oui |

VI.5.2.3.Vérification des contraintes à ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification des semelles filantes à l'ELU

| Semelle | N _{total} (KN) | M _{total} (KN.m) | E(m) | σ_1 (KN) | σ_2 (KN) | σ_{moy} (KN) | $\sigma_{\text{sol}}*1.5$ (KN) | Vérifiée |
|---------|-------------------------|---------------------------|--------|-----------------|-----------------|----------------------------|--------------------------------|----------|
| SF1 | 345.02 | 15.77 | 0.045 | 27.47 | 18.59 | 25.25 | 300 | Oui |
| SF2 | 839.35 | 3.75 | 0.0045 | 103.57 | 99.65 | 102.66 | 300 | oui |

-VI.5.2.4.Vérification des contraintes sous combinaisons accidentelles : G+Q±E

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2. \sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.10 : Vérification Des Semelles Filantes Sous G + Q ± E

| Semelle | N _{total} (KN) | M _{total} (KN.m) | E(m) | σ ₁ (KN) | σ ₂ (KN) | σ _{moy} (K) | σ _{sol} *2 (KN) | Vérifiée |
|---------|----------------------------|------------------------------|-------|------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------|
| SF1 | 1009.43 | 5.39 | 0.005 | 68.82 | 65.94 | 68.1 | 400 | Oui |
| SF2 | 1282.17 | 24.11 | 0.018 | 167.2 | 143.25 | 161.21 | 400 | oui |

-VI.5.3.1.EXEMPLE DE CALCUL DE LA SEMELLE FILANTE SF1**.Calcul des armatures principales**

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons :

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05) \sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : $P_u = P_{u1} + P_{u2}$

- $P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L}$ l'effort normal reparti à l'ELU

- P_{u2} : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles.

L : longueur totale de la semelle + les débords (2×D)

-Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles : $1.4 \times 0.30 \times 10.7 \times 25 = 160.50 \text{KN}$

Poids des amorces poteaux : $0.4 \times 0.4 \times 2.02 \times 25 = 8.08 \text{KN}$

Poids des amorces voiles : $0.20 \times 2.02 \times 3.2 \times 25 = 32.32 \text{KN}$

Poids des terres : $18 \times 1.4 \times 2.02 \times 10.7 = 544.673 \text{KN}$

$$P_{u2} = 745.573 \text{KN}$$

Et On a: $P_{u1} = 345.02 \text{KN}$

$$P_{ul} = 32.245 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u = 777.818 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05) \sigma_{sol}}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{777.818 \times (1.4 - 0.4)}{8 \times (0.45 - 0.05) \times 348 \times 10^3} = 6.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons **13HA14/ml** = 20.01 cm²/ml avec un espacement **S_t = 15cm**.

-Calcul des armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{6.98 \times 1.4}{4} = 4.886 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL91** pour fe400 $A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2$

On choisit **5 HA 12** = **5.65cm²** avec un espacement $\geq \text{Max} (6\phi + 6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.

On prend **S_t = 20cm**.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.11: TABLEAU RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.

| Semelle | A _s calculée (cm ² /ml) | Armature principale | A _s choisie (cm ² /ml) | S _t (cm) | Armature de répartition | A _r (cm ²) | S _t (cm) |
|------------|---|---------------------|--|---------------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------------|
| SF1 | 6.90 | 13HA14 | 20.01 | 15 | 5HA12 | 5.65 | 20 |
| SF2 | 11.43 | 9HA14 | 13.85 | 15 | 5HA12 | 5.65 | 20 |

➤ VI.5.4.Schéma de ferrailage des semelles filantes :

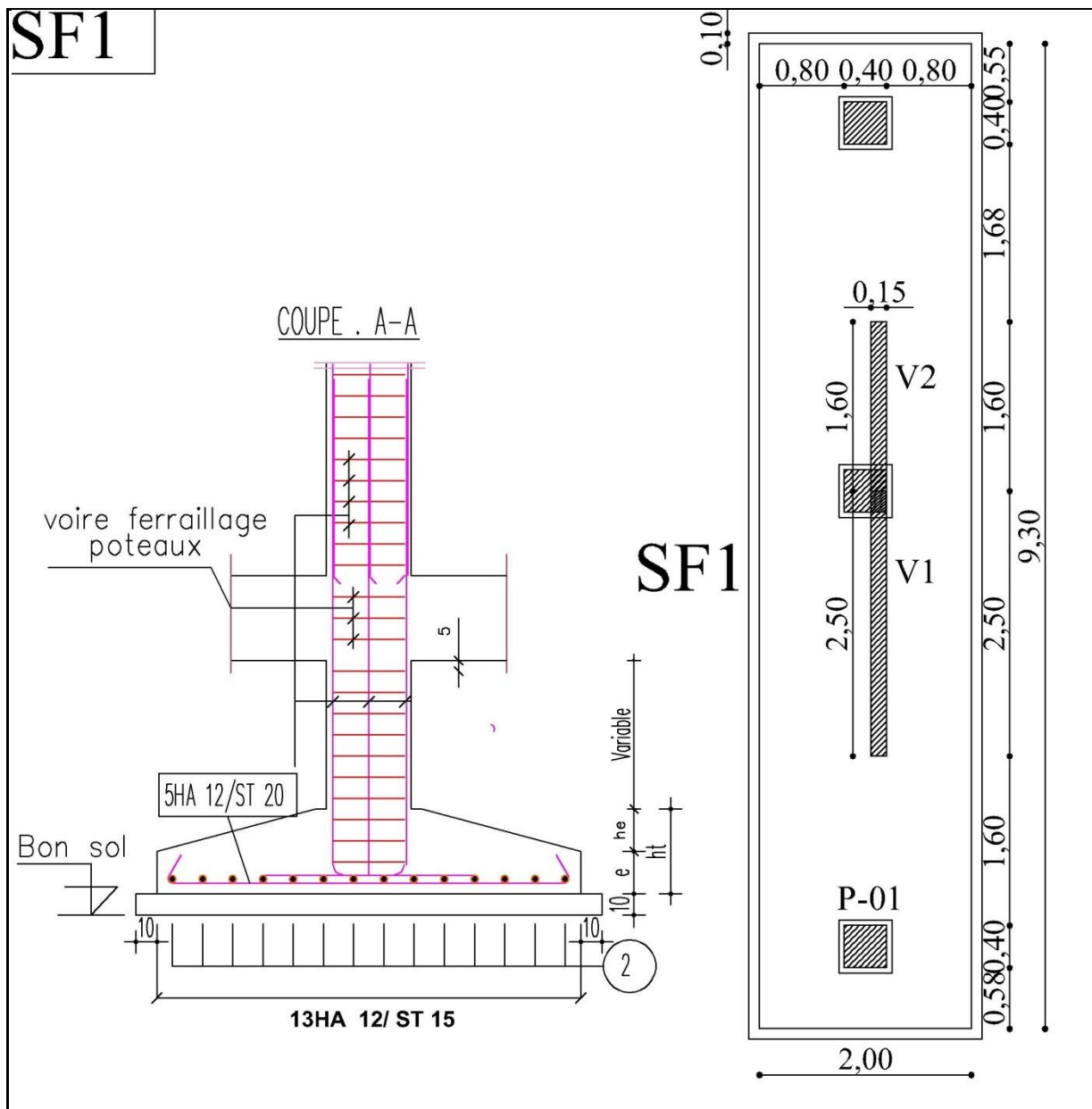


Figure VI.6 : Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1

➤ **VI.6.La longrine**

➤ **VI.6.1.Définition**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

➤ **VI.6.2.Dimensionnement de la longrine**

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimales de la section transversale des l'longrine sont:

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm²

➤ **VI.6.3.Ferraillage de la longrine**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales : $A=0,6\% \times b \times h$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A=6,79 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times (f_t / f_c)$$

$$A_s \geq 0.23 \times 25 \times 27 \times (2.1 / 400) = 0.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Armatures transversales

Disposition constructive

Espacement : $S_t < \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.

Donc : $S_t < 27 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : **CBA93 l'art (A.5.1.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0.4$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0.4 \times 25 \times 15 / 400$$

Donc on adopte $A_t = 0.37 \text{cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA8}$

➤ VI.6.3.1.ferraillage de longrine

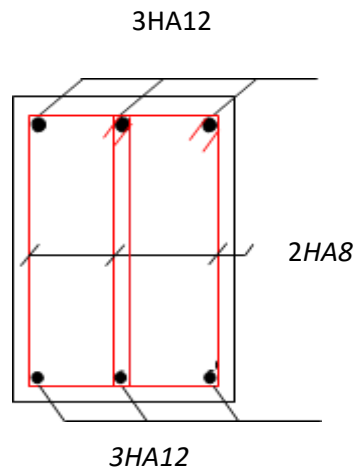


Figure VI.7 : Disposition des armatures de longrine

Conclusion Général

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques (Robot2010, AUTOCAD 2004,...), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structural. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

LIVRES

- Calcul de l'ouvrage en béton armé
- Charge permanentes et charge d'exploitation DTR.C 2.2.
- [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000
- [C.B.A.93] Règlement de conception et de calcul des structures en béton arme, CGS1993.
- [DTR2.2, 88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- [RPA99/version2003] Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 ;(document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99** [1].
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**[2].
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91** [3].

Mémoires fin d'étude :

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation.

LOGICIELS

- Logiciel de **robot 2014**
- Word 2007
- **AUTO CAD 2014.**