

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par:

DJEMAI FATIMA

LAABACHI ISMAHANE

Intitulé

ETUDE D'UN BATIMENT R+5+SS A USAGE MULTIPLE

Année universitaire : 2022/ 2023

*R*emerciements

Nous remercions avant tout الله tout puissant, pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a données tout au long de ces années d'études, pour pouvoir en arriver là. " الحمد والشكر لله "

Au terme de cet humble travail, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadrant, pour sa présence, son aide efficace, son orientation et ses précieux conseils, qui ont constitué une grande contribution sans laquelle ce travail n'aurait pu être réalisé.

Nous adressons également nos remerciements à tous les professeurs de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, notamment le personnel de l'Institut de Génie Civil, pour leurs efforts durant la période de formation.

Nous tenons également à remercier à deux reprises le Président et les membres du jury, d'une part pour avoir accepté à volonté le jugement de nos travaux et d'autre part pour leur contribution à notre formation.

Nous ne pouvons pas empêcher d'exprimer nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à élaborer et à mettre en œuvre ce message, et nous adressons également nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin, à accomplir ce travail.

Enfin, nous tenons à exprimer notre gratitude à tous nos amis et camarades pour leur soutien moral et matériel.

Merci

Dédicaces de fatima.

Je remercie Dieu Tout-Puissant de tout mon cœur pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'Il m'a donné pour achever cet anniversaire. Je dédie cette thèse :

À celle qui m'a donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience, mes parents;

Ma mère, qui a su être à mes côtés dans les moments difficiles et sans qui je n'aurais pas atteint ce stade d'études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'elle m'a offert.

Mon père, dont je peux être fier et qui trouve ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations, m'aide à avancer dans la vie. Nous demandons à Dieu de faire fructifier ce travail. Merci pour vos nobles valeurs, votre éducation et votre soutien continu.

À mon frère aîné (Muhammad, sa femme et ses enfants) et mes chères sœurs (Naziha) et (Zoullika), source de mon plus grand bonheur, qui m'ont encouragé et aidé lors de la création de cette œuvre, et à mes frères (Seddik) et (Ahmed) qui m'a beaucoup soutenu et encouragé.

Une dédicace très particulière à mon amie : Sara Boudia

Tu es trop belle pour que des mots puissent la décrire, et trop merveilleuse pour que des poèmes puissent la contenir. Tu resteras l'ami le plus proche de mon cœur et de mon âme, peu importe combien de temps tu vivras.

À tous mes amis que j'ai connu lors de mon parcours académique

À tous les professeurs qui m'ont aidé directement ou indirectement à

devenir un Journée du Master en Génie Civil

*Dédicaces*de ismahane

Je dédie le fruit de mon humble travail à ceux qui m'ont donné la vie, l'espoir et la passion d'apprendre et de connaître, et à ceux qui m'ont appris à gravir les échelons de la vie avec sagesse et patience...

Je leur dédie le fruit de cette œuvre en tant que reconnaissance, de bonté et de loyauté envers eux : mes chers père et mère, que Dieu garde mon père et ait pitié et miséricorde à ma mère défunte , et ainsi à ma chère tante bien-aimée, qui est comme ma mère...

À ceux à qui Dieu m'a donné la bénédiction de leur présence dans ma vie et qui m'ont aidé dans mon parcours de recherche, mes frères et sœurs...

À celle qui m'a énormément aidé dans mon parcours scientifique, mon compagnon de route, et frangine de cœur, chère amie amie, Djemai Fatima.....

Enfin, j'adresse mes vifs remerciements à toute personne qui m'a donné un coup de main pour mettre à terme cette étude.. Et je prie mon Seigneur d'accorder le bonheur et la béatitude Ici bas et à l'Au _delà à tous ceux qui utilisent leur connaissance au service des étudiants et chercheurs..

partout et ailleurs.. Les chercheurs de la connaissance...

Que Allah rende ce travail profitable et aura accès à tout le monde..

Merci de m'avoir prêté toute votre attention.

Résumé

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'un bâtiment R+5 avec sous-sol, placé en zone de sismicité II-a, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet de fin d'étude telles que le logiciel de calcul ROBOT 2010. L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour tout ingénieur lors de ce projet de fin d'études, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à Génie civil.

ملخص

تم اجراء الدراسة الموكلة الينا وهي دراسة مبني R+5 مع طابق سفلي يقع في المنطقة الزلزالية IIa بناء علي جميع المعرفة المكتسبة خلال المشوار الدراسي والتقنيات المستفادة خلال مشروع نهاية الدراسة كبرنامج حساب ROBOT2010. بدأت الدراسة بوضع فرضيات الحساب وتحديد حجم الهيكل مسبقا قمنا بعد ذلك بحساب العناصر الثانوية (الدرج، الارضيات، الحاجز) وتحققنا من النتائج فيما يتعلق بعمل الزلزال ومن خلال الدراسة الميكانيكية والزلزالية اللاحقة ثم اكتساب استخدام واستيعاب وفهم القواعد الزلزالية الجزائرية مما سمح لنا بإزالة العديد من الغموض وفهم العديد من الظواهر.

لقد تعلمنا الكثير من الاشياء العملية جدا لأي مهندس خلال مشروع نهاية الدراسة هذا، انها تجربة ستضعنا قريبا في العالم المهني بثقة كبيرة. هذا التعلم وهذه الثقة ما هما الا ثمرة المعرفة النظرية والعملية المكتسبة خلال دراستنا في الهندسة المدنية.

Abstract

The study entrusted to us, namely the study of a R+5 building with basement, located in seismicity zone IIa, was carried out based on all the knowledge acquired during our course and the techniques learned. during the end-of-study project such as the ROBOT2010 calculation software.

The study began by setting the calculation hypotheses and pre-sizing the structure. We then calculated the secondary elements (stairs, floor, parapet) and checked the results with regard to the action of the earthquake. During the dynamic and seismic study subsequently, the use, exploitation as well as the understanding of the Algerian Seismic Rules were acquired and allowed us to remove many ambiguities and to understand many phenomena.

We learned a lot of very practical things for any engineer during this end-of-study project, it is an experience that will soon put us in the professional world with a lot of confidence. This learning and this confidence are only the fruit of the theoretical and practical knowledge acquired during our course at Civil Engineering.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

| | | |
|---|---------|--------|
| - Introduction | : | - 4 - |
| I. Présentation de l'ouvrage : | | - 4 - |
| I.1 Documents graphiques : | | - 5 - |
| I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment | | - 6 - |
| I.3 Données géotechniques du site : | | - 7 - |
| I.4 Description du bâtiment : | | - 7 - |
| II. Caractéristique des matériaux : | | - 9 - |
| II.1 Béton : | | - 9 - |
| II.2 Acier : | | - 11 - |
| III. Hypothèses de calcul..... | | - 12 - |
| III.1 A L'ELU..... | | - 12 - |
| III.2 A L'ELS..... | | - 13 - |

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges

| | | |
|---|-------|--------|
| Introduction : | | - 15 - |
| II. Pré dimensionnement:..... | | - 15 - |
| II.1 Planchers | | - 15 - |
| II.2 Les poutres :..... | | - 16 - |
| II.3 Les poteaux :..... | | - 18 - |
| II.4 Les voiles : | | - 18 - |
| II.5 Les escaliers :..... | | - 19 - |
| II. Evaluation des charges et surcharges :..... | | - 20 - |
| III. Descente des charges : | | - 25 - |

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.

| | | |
|------------------------------|-------|--------|
| Introduction : | | - 28 - |
| III .1 L'acrotère..... | | - 40 - |
| III . 2 Les escaliers | | - 45 - |
| III. 3 Poutre palière :..... | | - 52 - |
| III. 4 Les planchers :..... | | - 56 - |

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux.

| | |
|--|--------|
| 1 .Introduction : | - 71 - |
| IV.1 terme de calcul des charge horizontales : | - 71 - |
| IV.2.1 les combinaisons de calcul : | - 82 - |
| IV .2.2 les poutres | - 82 - |
| IV.2.3 les poteaux | - 90 - |
| IV. Etude des voiles : | - 98 - |

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux.

| | |
|--------------------------------------|---------|
| VI.1 Les Fondations | - 112 - |
| VI.1.1 Etude de sol : | - 112 - |
| VI.1.2 Pré dimensionnement du radier | - 112 - |
| -Ferrailage des nervures | - 117 - |
| VI.2. Etude du voile périphérique | - 119 - |
| VI.2.1 Calcul des charges : | - 120 - |
| VI.2.2 Calcul des sollicitations | - 120 - |
| VI.2.3 Calcul des moments à l'ELU | - 121 - |
| VI.2.4 Ferrailage du voile : | - 121 - |
| VI.2.5 Calcul le moment à l'ELS | - 123 - |
| Conclusion | - 127 - |

Références bibliographiques

LISTE DE TABLEAU

| | |
|---|--------|
| TabI.01 : Composition moyenne de béton | - 9 - |
| Tab II. 02 : descente des charge de poteau intermédiaire | - 28 - |
| Tab II. 03 : descente des charges de poteau rive | - 32 - |
| Tab II. 04 : descente des charges de poteau d'angle | - 35 - |
| Tab II.05 : Combinaison des actions des poteaux | - 35 - |
| Tab II.06 : Vérification des sections de poteau intermédiaire | - 38 - |
| Tab II.07 : Vérification des sections de poteau d'angle | - 38 - |
| Tab II. 08 : Vérification des sections de poteau de rive | - 38 - |
| Tab III. 01 : Moments et efforts normaux | - 41 - |
| Tab. III.02 : Calcul de la combinaison | - 45 - |
| Tab. III. 03 : Résultats du moment à l'ELU et à l'ELS | - 48 - |
| Tab .III 04: Ferrailage d'escalier | - 49 - |
| Tab.III.05 : Vérification des contraintes. | - 50 - |
| Tab.III.06 : Calcul des sollicitations de la poutre palière | - 53 - |
| Tab.III.07: Ferrailage de la poutre palière | - 54 - |
| Tab.III.08 : Vérification des contraintes | - 55 - |
| Tab III 09 : les charges et surcharges revenants aux poutrelles | - 58 - |
| TabIII 10 : les sollicitations à ELU,poutrelle type 2et4 (plancher courant) | - 62 - |
| TabIII 11 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4 (plancher courant) | - 62 - |
| TabIII.12 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher terrasse accessible) | - 63 - |
| TabIII. 13 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher RDC) | - 64 - |
| TabIII. 14 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher sous -sol) | - 64 - |
| Tab III .15 : ferrailage des nervures | - 67 - |
| Tab.III.16 : Vérification des contraintes | - 68 - |
| Tab IV. 02 : effort total de poteau | - 74 - |
| Tab IV.03 : effort total de voile | - 74 - |
| Tab IV.04 : effort total de poteau et voile | - 74 - |
| Tab IV. 05: Distribution de la résultante des forces sismiques | - 76 - |
| Tab.IV.06 : Centre de masse et de torsion de chaque étage. | - 77 - |
| Tab.IV.07 : Caractéristiques dynamiques de la structure | - 77 - |
| .Tab.IV.08 : Résultat de nombre des modes à considérer | - 78 - |
| Tab.IV.09 : Vérification de la stabilité au renversement (X-X) | - 79 - |
| Tab.IV.10 : Vérification de la stabilité au renversement (Y-Y) | - 80 - |

| | |
|--|---------|
| Tab IV.11 : Vérification Effets P- Δ (X-X) | - 80 - |
| Tab IV. 12: Vérification Effets P- Δ (Y-Y) | - 81 - |
| .Tab IV. 13: Vérification de l'effort normal réduit | - 81 - |
| Tab IV 14 : Sollicitations des poutres principales | - 83 - |
| Tab IV 15 : Sollicitations des poutres principales | - 83 - |
| Tab IV .16 : Sollicitations des poutres principales | - 84 - |
| Tab IV.17 : Sollicitations des poutres secondaire | - 84 - |
| Tab IV.18 : Sollicitations des poutres secondaires | - 84 - |
| Tab IV.19 : Ferrailage longitudinal des poutre principales | - 85 - |
| Tab IV .20 : Ferrailage longitudinal des poutre secondaire | - 86 - |
| Tab IV.21: Ferrailage transversale des poutres | - 86 - |
| Tab IV.20 : Vérification des contraintes à L'ELS des poutres principales | - 87 - |
| Tab IV.22 : Vérification des contraintes à L'ELS des poutres secondaires | - 87 - |
| Tab IV .23 : Pourcentage minimal du RPA99 de l'armature longitudinale..... | - 90 - |
| Tab IV .24 : Ferrailage longitudinal des poteaux | - 91 - |
| Tab IV 26 : ferrailage transversal des poteaux | - 94 - |
| Tab IV 27 : Vérification de cisaillement des poteaux | - 95 - |
| Tab IV 28 : Vérification de contraintes des poteaux | - 95 - |
| Tab IV 29 : Vérification de flambement des poteaux | - 96 - |
| Tab IV. 30 : Vérification de cisaillement des Voiles sens X-X | - 99 - |
| Tab IV.31: Vérification de cisaillement des Voiles sens Y-Y | - 99 - |
| TabV.32 : Pré dimensionnement des voiles | - 100 - |
| Tab IV.39 : Les résultats du voiles longitudinale. | - 101 - |
| Tab IV.39 : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X). | - 101 - |
| Tab V.40 : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X). | - 102 - |
| Tab V.33 : résultats des voiles | - 103 - |
| Tab V.34 : résultats des voiles | - 104 - |
| TabV.35 : résultats des voiles | - 104 - |
| Tab V.38 : Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y) | - 105 - |
| Tab V.38 : Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y) | - 105 - |
| TabV.36 : Ferrailage du voile longitudinal | - 106 - |
| Tab V.37 : Ferrailage du voile longitudinal | - 106 - |
| Tab V.38 : Ferrailage du voile longitudinal | - 106 - |
| TabVI.01 : résultats de ferrailage du radier. | - 115 - |
| TabVI.02 : ferrailage du radier. | - 115 - |

| | |
|---|---------|
| Tab VI.03 : Vérification de contrainte | - 115 - |
| TabVI.04 : Vérification du cisaillement | - 116 - |
| Tab VI.05 : des moments des nervures. | - 117 - |
| TabVI.06: Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier. | - 118 - |
| Tab VI .07 : Vérification des contraintes des nervures. | - 118 - |
| TabVI .08 : Vérification de la contrainte de cisaillement | - 118 - |
| TabVI.09 : Calcul des moments à l'ELU. | - 121 - |
| Tab.VI. 10 : Ferrailage du voile périphérique. | - 122 - |
| Tab.VI.11: Vérification de l'effort tranchant | - 123 - |
| TabVI. 12 : Calcul le moment à l'ELS | - 123 - |
| Tab.VI.13. Vérification des contraintes. | - 124 - |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|---------|
| Fig.I.1 : Diagramme contraintes - déformation du béton | - 10 - |
| Fig.I.2 : Diagramme contraintes - déformation du Acier | - 12 - |
| Fig.II.1 : Planchers en corps creux. | - 16 - |
| Fig.II.2 : Dimensions de la poutre principale. | - 17 - |
| Fig.II.3 : Dimensions de la poutre secondaire. | - 18 - |
| Fig. III. 1 : Schéma statique de l'acrotère | - 41 - |
| Fig.III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère | - 44 - |
| Fig.III.3 : Schéma statique de l'escalier | - 45 - |
| Fig. III. 4 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.U | - 45 - |
| Fig. III. 5 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.S | - 47 - |
| Fig. III.6: Schéma de ferrailage d'escalier | - 51 - |
| Fig.III.7: Schéma de ferrailage de la poutre palière | - 55 - |
| Fig.III.8. Poutre à deux travées | - 56 - |
| Fig.III.9: Schéma statique de plancher | - 57 - |
| Fig.III.10 : Dimensions de la nervure | - 65 - |
| Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de nervure | - 69 - |
| Fig IV.2 : Schéma Ferrailage des poutres principale | - 88 - |
| Fig IV.3 : Schéma Ferrailage des poutres secondaire | - 89 - |
| Fig IV.4 : Schéma Ferrailage des poteaux | - 97 - |
| Fig IV.7 : Disposition des voiles selon X-X | - 100 - |
| Fig IV .5 : Disposition des voiles selon Y-Y | - 102 - |
| Fig IV.6 : Disposition des voiles selon Y-Y | - 103 - |
| Fig IV.8 : Coupe horizontale de ferrailage des voile(VL1)ou niveau RDC | - 109 - |
| FigIV.9 : Coupe horizontale de ferrailage des voile(VL2) ou niveau RDC | - 109 - |
| Fig IV.10 : Coupe horizontale de ferrailage des voile(VL3) ou niveau RDC | - 110 - |
| Fig IV.11: Coupe horizontale de ferrailage des voile(VL4)ou niveau RDC | - 110 - |
| Fig VI.01 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier | - 116 - |
| Fig.VI.02: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et sens y-y | - 119 - |
| Fig.VI.03: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique | - 120 - |
| Fig.VI.04. Ferrailage du voile périphérique | - 125 - |

LISTE DES SYMBOLES

θ : Déviation angulaire ; coefficient sans dimension ,coefficient globale dépendant du type de construction .

ϵ_s : L'allongement limite (‰).

M_t : Moment fléchissant en travée.

M_a : Moment fléchissant en appuis .

b : largeur.

L : Longueur .

h : Hauteur .

h_e : Hauteur .

n ; Nombre des marches d'escalier .

L_p : Longueur de palliase .

S : Surface .

P : Poid .

ρ : Poid volumique du béton.

A_s : section d'acier comprime .

B_r : la section réduite du poteau .

λ, λ_g : Elancement mécanique d'un comprime .

α : Coefficient en fonction de l'élancement .

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique ,coefficient de pondération .

α : longueur ; distance ; dimension .

L_f : Langueur de flambement .

L_0 : hauteur de poteau enter niveau .

I : Rayon de giration .

I : Moment d'inertie .

B : Section du poteau .

W_p : Poids de l'élément en considération .

F : Force horizontal .

F_p : Force sismique .

F_q : Poussé horizontal .

C_p : Facteur de force horizontale.

e_u : Excentricité ultime .

e_{ser} : Excentricite servise
 e_0 : Excentricité .
 e_a : Distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armature tendues .
 A_{lu} : section d'acier ultime de flexion simple .
 M_{ua} : Moment fléchissant fictif .
 σ : Contrainte admissible de béton ou d'acier .
 d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armature inférieur.
 α : Angle , coefficient sans dimension .
 τ_u : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.
 σ : Coefficient de béton ou d'acier .
 η ; Coefficient de fissuration relatif , facteur de correction d'amortissement .
 Y : Ordonnée de centre de gravité de la section homogène .
 f_{ad} : Fléché admissible .
 D : Coefficient d'amplification dynamique moyen .
 ξ : le pourcentage d'amortissement critique .
 Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q .
 R : Coefficient de comportement global de la structure .
 F_x , F_y : Distribution de la résultante des force sismiques selon la hauteur .
 F_t : la force concentrée .
 b_i : Centre de gravité de la structure .
 δ_e : déplacement du aux force sismiques .
 N_d : Effort normale de compression maximum.
 B_c : Section Brute de L'élément
 ρ_a , ρ_d : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .
 L_e : La longueur élastique .
 K : Coefficient de raideur du sol .
 γ_h : Poids volumique de terre humide .
 σ : Poussée de terre .

Introduction

Générale

Introduction Générale

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure présentant des particularités et complexités diverses (géométrique : Irrégularité en plan, éléments porteurs divers : portique et voiles, système de fondation global : radier avec voiles de soutènements).

Notre choix a visé les buts suivants :

- Compléter et approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et nous initier au canevas de calcul avec tous les détails nécessaires.
- Toucher un grand éventail de problèmes posés aux praticiens, afin d'exécuter la fonction réelle de l'ingénieur de conception, qui consiste à utiliser l'esprit d'ingénieur et le savoir, pour bien analyser la structure, afin de prendre les bonnes décisions, concernant sa modélisation physique, qui exprime bien son comportement future, et de choisir ainsi les méthodes et les programmes pouvant donner les meilleures solutions.
- Nous familiariser avec l'outil informatique qui est devenu essentiel dans ce genre de calcul. Nous avons pour cela choisi l'un des logiciels les plus puissants et les plus générales : le logiciel RNOT 2010.

Ce mémoire comporte essentiellement les chapitres suivants :

- 1- Présentation de l'ouvrage et de ses matériaux constituants : acier et béton.
- 2- Pré dimensionnement de tous les éléments en béton armé ainsi que la détermination des charges et surcharges permettant l'estimation de la section minimale des poteaux.
- 3- Etude des éléments secondaires, à savoir : les escaliers, l'acrotère et les planchers.
- 4- Etude des éléments porteurs : poteaux, poutres et voiles.
- 5- Calcul des éléments de l'infrastructure (radier générale) et étude des éléments de soutènement (voile périphérique).

Chapitre 01 :

Présentation

DE

l'ouvrage

- Introduction :

Lors de la réalisation d'un projet de bâtiment, l'ingénieur civil est chargé à la fois d'étudier, de suivre toutes les opérations de réalisation et d'intervenir en cas de modification ou de réhabilitation. Pour faire son étude, l'ingénieur doit regrouper toutes les informations qui lui permettent de bien connaître son ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter une description détaillée de l'ouvrage à étudier à l'occasion de ce mémoire, ainsi que celles des matériaux utilisés, à savoir : le béton et l'acier.

I. Présentation de l'ouvrage :

Le projet à étudier est un bâtiment de 7 niveaux à usage multiple. Ce bâtiment sera implanté dans la ville de M'sila, considérée comme une zone de moyenne sismicité et classée dans la zone II-a, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003, page113). En termes d'importance, l'ouvrage est classé par le même code dans le groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne, RPA 99 version 2003, page 25). En matière de conception, le bâtiment est composé :

- D'un sous-sol de stockage.
- D'un rez-de chaussée à usage commercial.
- De cinq étages à usage d'habitation.

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité de ses usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, notamment:

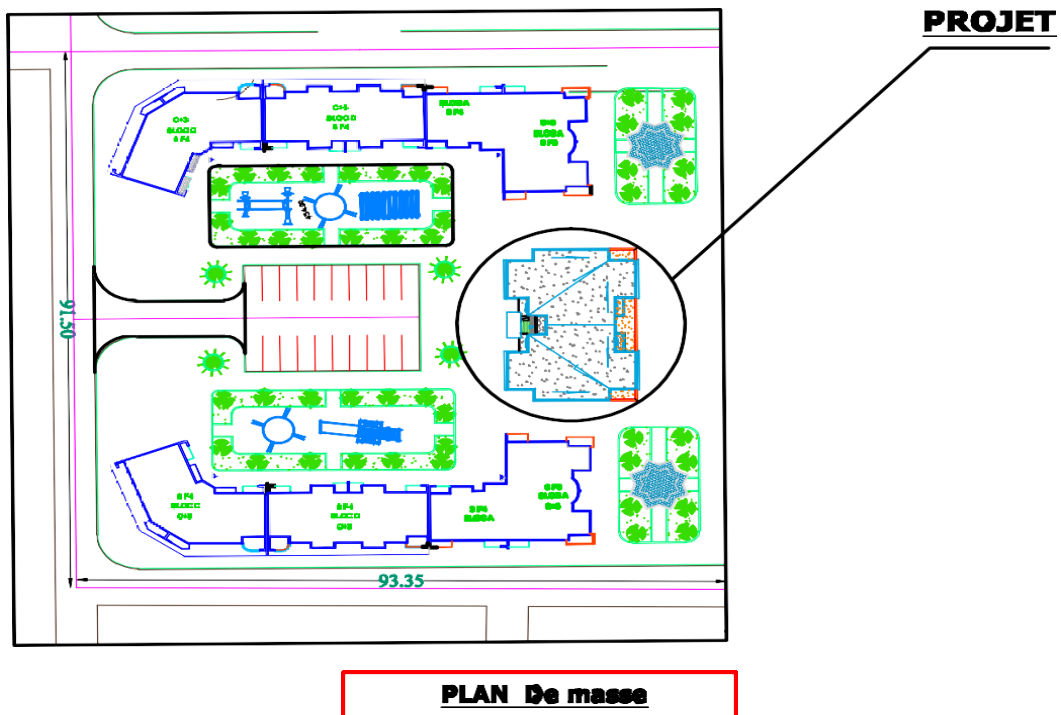
- Le RPA 99 version 2003.
- Les règles de BAEL 91 révisées en 99.
- DTR-BC 2.2.
- CBA 93

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

I.1 Documents graphiques :

I.1.1 Plan de masse :

Généralement, un plan de masse sert à présenter l'emplacement de l'ouvrage par rapport à son voisinage immédiat. Il indique également les limites et l'orientation du terrain ainsi que le tracé des voies de desserte et des raccordements.

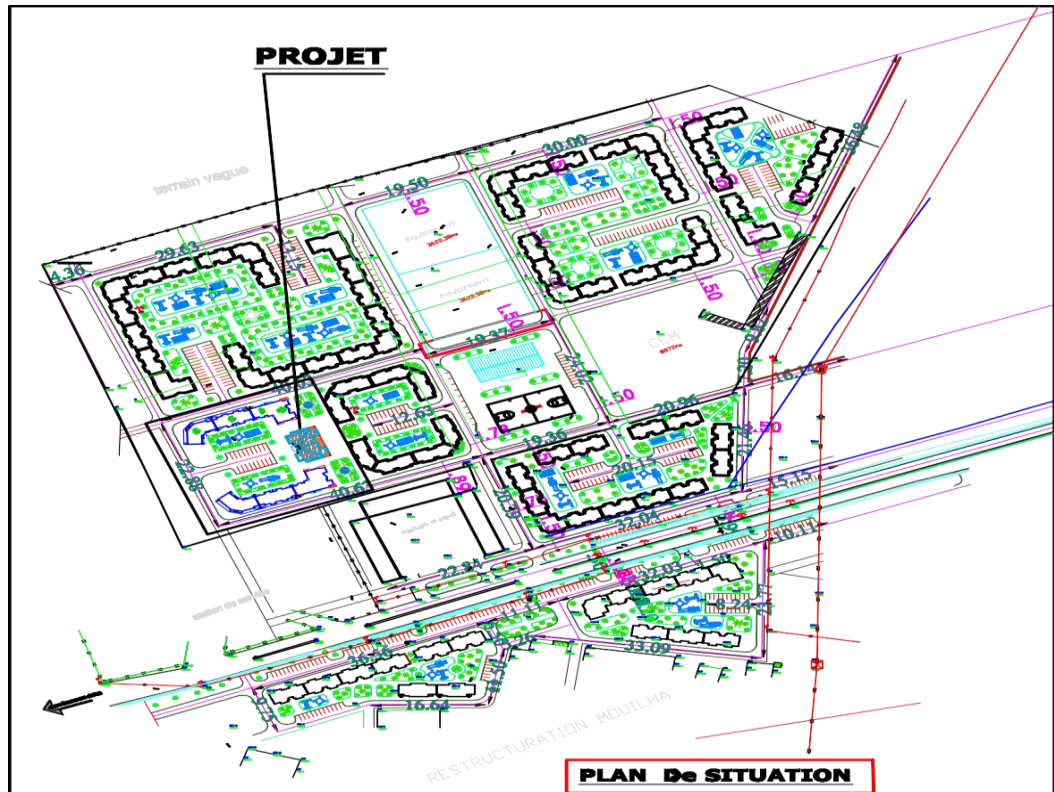


PLAN De masse

I.1.2 Plan de situation :

Le bâtiment étudié se situe dans une zone qui fait partie du POS (Plan d'occupation des sols) N° 09 de la commune de M'sila. Le terrain est délimité:

- Au nord par la route nationale RN 60.
- Au sud par un terrain vide.
- A l'est par un quartier populaire.
- A l'ouest par un terrain vide.



I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre bâtiment a une forme irrégulière en plan, ses dimensions sont :

En plan :

- Longueur totale du bâtiment : $L = 26,00$ m.
- Largeur totale du bâtiment : $B = 18,80$ m.

En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : $H_T = 18,36$ m.
- Hauteur de sous-sol : $H_S = 3,06$ m .
- Hauteur du rez-de-chaussée : $H_{RDC} = 3,20$ m.
- Hauteur des étages courants : $H_{EC} = 6,40$ m.

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

I.3 Données géotechniques du site :

Une étude de sol a été préalablement réalisée par un laboratoire local. Le rapport de sol a fourni les indications suivantes:

- Le sol de fondation de l'ouvrage est d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire; il est composé essentiellement d'argile limoneuse. Ce type de sol possède une capacité portante moyenne.
- Le terrain étudié est un sol meuble, il est en catégorie S₃ selon le RPA 99 version 2003 (page 26).
- La contrainte admissible de ce sol σ_{adm} vaut 2,2 bars.
- L'ancrage des semelles doit s'effectuer à une profondeur de 1,5 m à partir du niveau de terrain naturel.
- Les analyses chimiques effectuées sur plusieurs échantillons ont révélé la présence des sels et des sulfates, ce qui présente une forte agressivité sur le béton armé des éléments de l'infrastructure. Le rapport de sol recommande donc l'utilisation d'un ciment résistant au sulfates (CRS) pour la confection du béton d'infrastructure.

I.4 Description du bâtiment :

1.4.1 Le contreventement :

Selon le RPA 99 version 2003 (P 30), le contreventement adopté pour ce bâtiment dans les deux directions, pour est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

1.4.2 Les planchers :

Le plancher est la partie horizontale d'un bâtiment, il a pour but de séparer les niveaux successifs de ce bâtiment. Son rôle est:

- ✓ De supporter son poids propre et les charges d'exploitations pour les transmettre aux éléments porteurs de la construction.
- ✓ D'assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de plancher :

- ***Plancher en corps creux :***

C'est un plancher composé de corps creux portés par des poutrelles en béton armé qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) puis aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

• Plancher en dalle pleine de béton armé :

Ce plancher est une plaque en béton armé coulée sur place, il est plus résistant et plus lourd comparé au plancher en corps creux. Les planchers en dalle sont utilisés là où on craint la présence d'une forte charge concentrée, comme le plancher du RDC, ou lorsqu'il n'est pas possible de réaliser un plancher en corps creux, comme les paliers de repos des escaliers.

1.4.3 Revêtement :

Les revêtements utilisés dans ce bâtiment sont composés de:

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

1.4.4 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses, telle que:

- ✓ Les murs extérieurs seront constitués de deux rangés de brique creuse: une paroi extérieure de 15 cm et une paroi intérieure de 10 cm. Les deux parois seront séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Les murs intérieurs, ou cloisons de répartition, seront réalisés à l'aide d'une simple paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

1.4.5. Les balcons :

Les balcons de ce bâtiment seront réalisés en corps creux.

1.4.-6 . Les escaliers :

Ce sont des éléments réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à l'autre. Deux types d'escaliers sont choisis pour ce bâtiment:

Type 1 : escalier à deux volées, séparée par un palier de repos.

II. Caractéristique des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé s'effectue à l'aide des hypothèses qui tiennent compte des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés: béton et acier, en particuliers:

- Leur résistance caractéristique à la compression et à la traction.
- Leurs déformations (allongement et raccourcissement).
- Leurs diagrammes contraintes - déformations.

II.1 Béton :

II.1.1 Composition moyenne de béton :

En absence d'une étude détaillée de la composition du béton, on propose la composition moyenne ci-dessous permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance caractéristique de compression à 28 jours, de l'ordre de 25 MPa. La densité de ce béton sera estimée à 2500 kg/m³.

| | |
|----------------|-----------------------|
| Ciment | 350 kg/m ³ |
| Gravier (5/25) | 800 kg/m ³ |
| Sable (0/5) | 400 kg/m ³ |
| Eau de gâchage | 180 à 200 litre |

TabI.01 : Composition moyenne de béton

II.1.2 Résistance caractéristique du béton:

- **En compression** (BAEL91 version 99 (art A2.1.11 page 10)):

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28} . La résistance à la compression à J jour (f_{cj}) est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \rightarrow \text{pour } (f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}) . \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \rightarrow \text{pour } (f_{c28} > 40 \text{ MPa}) . \end{array} \right.$$

- **En traction** (BAEL91 version 99 (art A2.1.12 page 11)):

La résistance caractéristique d'un béton à la traction à J jours (f_{ij}) est conventionnellement donnée par : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ (MPa)

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

II.1.3 Module de déformation longitudinale de béton: BAEL91 version 99 (A.2.1.21 page 12)

Le module de déformation longitudinale instantannée du béton E_{ij} est donné par :

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

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

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

II.1.4 Diagramme contraintes - déformations de béton: BAEL91 version 99 (A.4.3.41 page 24)

- Le diagramme contraintes – déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

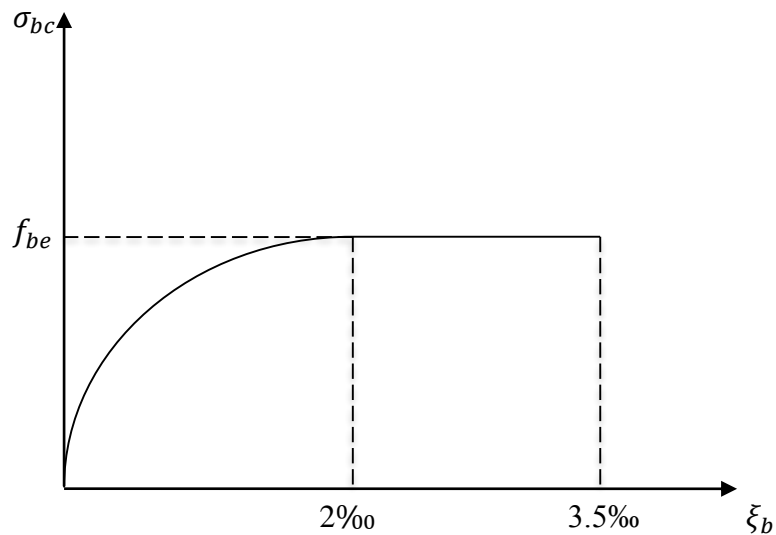


Fig.I.1 : Diagramme contraintes - déformation du béton

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

Avec:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\vartheta \gamma_b}$$

Où:

γ_b : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ cas de combinaisons fondamentales} \\ 1,15 \text{ cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$

charges $\geq 24h$
le coefficient ϑ prend les valeurs : $\left\{ \begin{array}{l} \vartheta = 1 \text{ pour une durée d'application des} \\ \vartheta = 0,9 \text{ pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24h \\ \vartheta = 0,85 \text{ si } \text{durée} \leq 1 \end{array} \right.$

II.2 Acier :

Les aciers à utiliser pour le ferrailage des éléments structuraux de ce bâtiment sont de trois type :

- Les ronds lisses de nuance Fe E235 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute adhérenc de nuance Fe E400 pour les armatures longitudinales .
- Les treillis soudés Ø6 pour les planchers.

II.2.1 Diagramme contraintes-déformations de l'acier: BAEL91 version 99 (A.2.2.2 page 14)

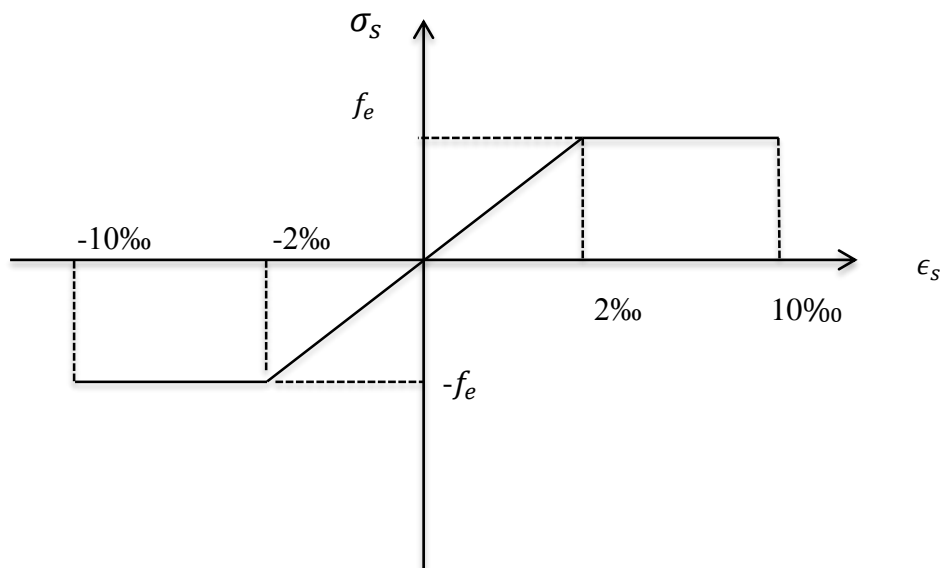


Fig.I.2 : Diagramme contraintes - déformation du Acier

2.2 Module d'élasticité (BAEL91 version 99 (A.2.2.1 page 14):

Il est après égale à:

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ (enMPa)}$$

III. Hypothèses de calcul

III.1 A L'ELU: BAEL91 version 99 (A.4.3.2 p.24):

Les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- La résistance du béton à la traction est négligeable .
- Les section droite reste planes après la déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures de béton .
- Les déformations des sections sont limitées pour la l'allongement unitaire de l'acier à 10%, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposées que l'axe neutre est concentré en centre de gravité de la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

III.2 A L'ELS: BAEL91 version 99 (A.4.5.1 p.30):

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Par convention, le rapport **n** du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur **15**.
- Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé. On peut, en outre, supposer concentrée en son centre de gravité l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15 %.

Chapitre 02 :

Pré

dimensionnement

et

descente

des charges

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de calculer les sections des différents éléments résistants. Il est souvent fait selon les règles du BAEL91, de CBA93 et du RPA99 version 2003.

I. Pré dimensionnement:

I.1. Planchers:

Nous rappelons que des planchers en corps creux ont été choisis pour ce bâtiment pour les raisons suivantes:

- ✓ Plus économique que les planchers sur dalle pleine.
- ✓ Absence des charges concentrées et notables.
- ✓ Bonne isolation phonique et thermique.

L'épaisseur des planchers est déterminée en respectant les conditions suivantes :

$$h_t \geq \begin{cases} \frac{L}{22,5} & \text{avec } L = 300 \text{ cm} \\ \frac{L}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} & \text{avec } M_t = 0,75 M_0. \end{cases}$$

$$h_t \geq \begin{cases} \frac{300}{22,5} = 13,33 \text{ cm} \\ \frac{0,75 \cdot 300}{15} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En vérifiant les deux conditions, on prend $h_t = 20 \text{ cm}$. Soit des planchers à corps creux de type (16+4) entrevous de 20 cm et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

La largeur de la table de compression égal à : $b = b_0 + 2b_1$.

Avec: $b_0 = 10 \text{ cm}$ et:

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}\right) \left\{ \begin{array}{l} L_0 = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

65 Cm

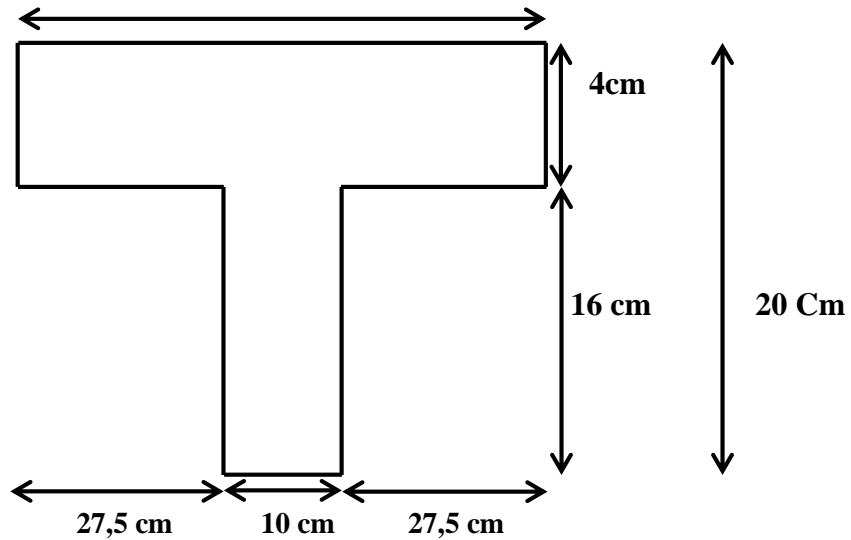


Fig.II.1 : Planchers en corps creux.

I.2. Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

Selon le BAEL, nous avons:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \end{array} \right.$$

Notre choix doit répondre aux exigences du RPA, à savoir:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ Cm} \\ h \geq 30 \text{ Cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L}$: la portée de la poutre.
 \mathbf{h} : la hauteur de la poutre.
 \mathbf{b} : la largeur de la poutre.

I.2.1. Poutres principales (L = 475 cm):

Nous avons: $\frac{475}{16} \leq h \leq \frac{475}{10}$ donc: $29,68 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$

Nous prenons pour les poutres principales: **h=45cm**.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

Par ailleurs:

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,6 \times 45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives, on prend: **b = 30 cm.**

Vérification d'après le RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on choisit pour les poutres principales une section de **45 x 30 cm²**.

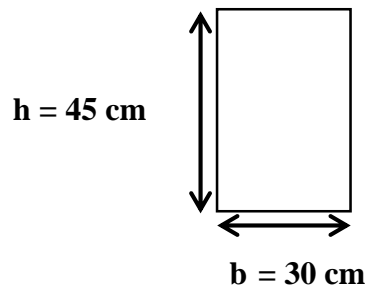


Fig.II.2 : Dimensions de la poutre principale.

I.2.2. Poutres secondaire (L = 300 cm):

Nous avons: $\frac{300}{16} \leq h \leq \frac{300}{10}$ Donc: $18,75 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

Nous prenons pour les poutres secondaires: **h=30 cm.**

Par ailleurs:

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,6 \times 30$$

$$9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives, on prend: **b = 30 cm.**

Vérification d'après le RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on choisit pour les poutres secondaires une section de **30 x 30 cm²**.

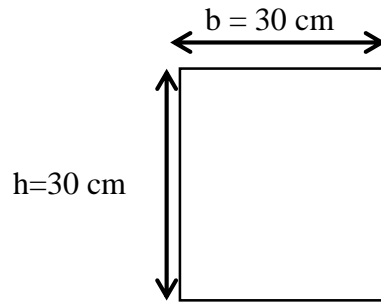


Fig.II.3 : Dimensions de la poutre secondaire.

I.3. Les poteaux :

D'après le RPA 99 version 2003, les dimensions des poteaux (b_1 et h_1) doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone I et II} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ avec } h_e \text{ la hauteur d'étage.} \\ 1 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 1 \end{array} \right.$$

Avec: h_e la hauteur d'étage.

On prend initialement une section carée pour les poteaux de dimensions: **45 x 45 cm²**.

Vérification d'après le RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(45; 45) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Ok}) \\ \min(45; 45) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Ok}) \\ 1 \leq \frac{45}{45} \leq 1 \dots\dots\dots (\text{Ok}) \end{array} \right.$$

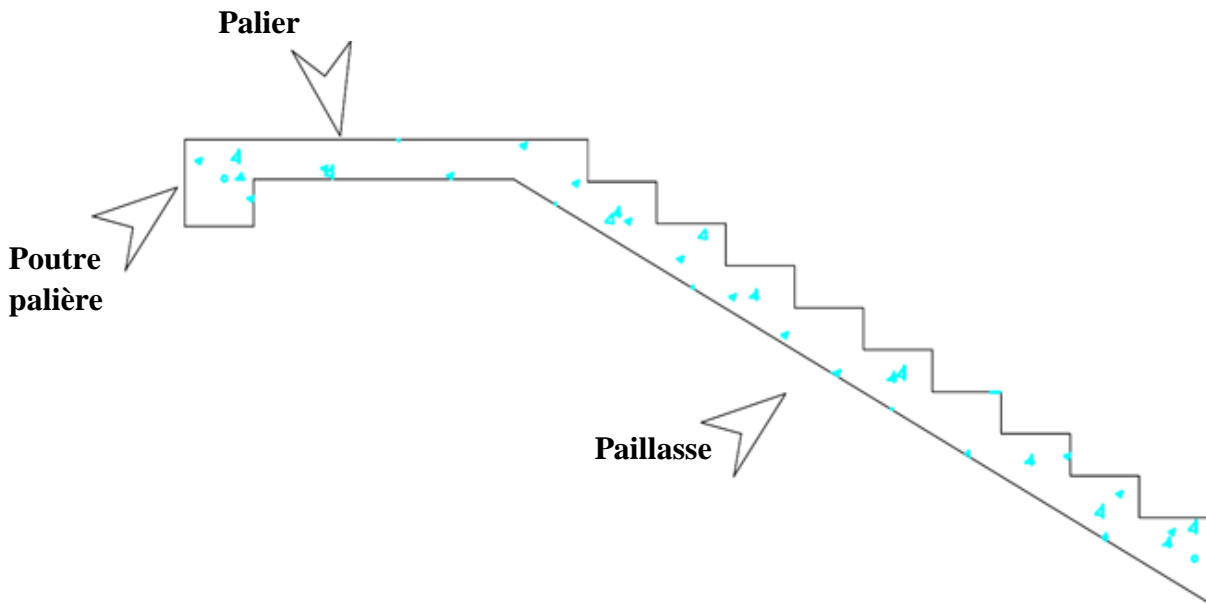
I.4 Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes du RPA99 version 2003:

- $a \geq \frac{h_e}{20}$ (a : l'épaisseur des voiles)
- $a \geq 15 \text{ cm}$

Donc, on prend : **$a = 20 \text{ cm}$** pour les voiles de tous les niveaux.

I.5. Les escaliers :



Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre .il est constitué de :

- Marche (giron « g ») : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contre marche « h » : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre $13 \leq h \leq 17 \text{ cm}$.

• **Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :**

Nous avons : $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 270 \text{ cm}$

Hauteur datage : $H_e = 306 \text{ cm}$

On prend $h = 17 \text{ cm}$

• **Détermination du nombre de marches :**

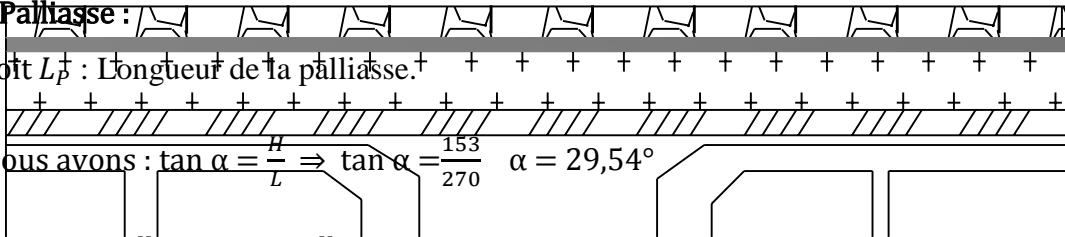
$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9 \text{ marches}$$

• **Détermination du giron « g » selon la formule de BLONDEL:**

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

$$g = 64 - 2h$$

$$g = 64 - 2 \times 17 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

• **Pallasse :** 

Soit L_p : Longueur de la pallasse.

Nous avons : $\tan \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{270} \quad \alpha = 29,54^\circ$

Or : $\sin \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{H}{\sin \alpha}$ Donc : $L_p = 310,32 \text{ cm}$

• **Condition de flèche :** $\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$

$$\frac{310,32}{30} \leq e_p \leq \frac{310,32}{20} \Rightarrow 10,34 \text{ cm} \leq e_p \leq 15,52 \text{ cm}$$

Donc, on prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

De même pour le palier : $e_p = 15 \text{ cm}$

II. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q sera réalisée suivant les valeurs prescrites par le DTR B.C. 2 .2.

II.1. Plancher terrasse (*inaccessible*) :

- Protection en gravillon (2cm) : $0,05 \times 20 = 1 \text{ kN/m}^2$.
- Etanchéité multicouches (2cm) : $0,02 \times 6 = 0,12 \text{ kN/m}^2$.
- Forme de pente 1% (9cm): $0,09 \times 22 = 1,98 \text{ kN/m}^2$.
- Isolation thermique en liège (4cm) : $0,04 \times 4 = 0,16 \text{ kN/m}^2$.
- Plancher en corps creux (16+4) : $2,8 \text{ kN/m}^2$.
- Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$.

$$\sum G = 6,26 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

2

3

4

5



Plancher terrasse

II.2. Plancher sous sol :

- Revêtement en carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Plancher en corps creux (16+4): = $2,8 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G = 4.2 \text{ kN/m}^2$$

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

II.2. Plancher RDC (*commercial*) :

- Revêtement en carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Plancher en corps creux (16+4) cm : ; $2,8 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G = 4.2 \text{ kN/m}^2$$

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

II.3 Plancher étage courant (habitation) :

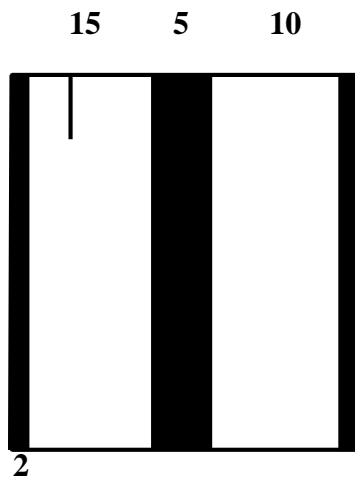
- Revêtement en carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Plancher en corps creux (16+4) cm : 2.8 kN/m^2
- Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G = 4.2 \text{ kN/m}^2$$

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

II.4. Maçonnerie :

► Mur extérieur :



- Enduit extérieure (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Brique creuse (15cm) : $0,15 \times 9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$
- Brique creuse (10cm) : $0,10 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Enduit intérieure (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

► Mur intérieur :

– Maçonnerie brique creuse (10cm) : $0,10 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$

– Enduit en ciment (2cm) : $0,02 \times 10 \times 2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

II.5. Balcon:

– Revêtement en carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

– Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

– Lit de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

– Plancher en corps creux (16+4) cm : $2,8 \text{ kN/m}^2$

– Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

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

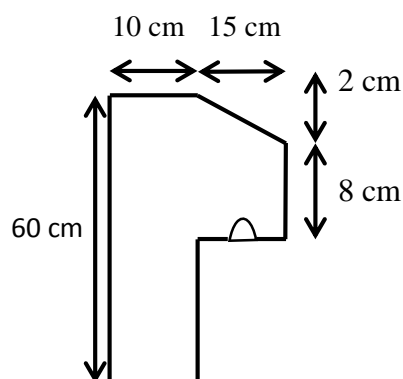
II.6. Acrotère:

- Section transversale:

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

- Poids linéaire:

$$P = S \times p \Rightarrow 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ KN / ml}$$



- Revêtement enduit en ciment:

$$0,02 \times 18 [0,6 + 0,25 + 0,08 + 0,15] = 0,3888 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1,735 + 0,3888$$

$$\text{Donc: } \Sigma G = 2,1238 \text{ kN/m}$$

II.7. Voile :

- Poids propre du voile (20cm) : $0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit en ciment (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit en plâtre (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
- $\Sigma G = 5,56 \text{ kN/m}^2$

II.8. Les escaliers :

a) Palliase:

- Revêtement horizontal en carrelage : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
 - Revêtement verticale en carrelage : $0,02 \times (0,17/0,3) \times 22 = 0,25 \text{ kN/m}^2$
 - Mortier de pose horizontale : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
 - Mortier de pose verticale : $0,02 \times (0,17/0,3) \times 20 = 0,23 \text{ kN/m}^2$
 - Marche: $0,17/2 \times 22 = 1,87 \text{ kN/m}^2$
 - Dalle pleine : $25 \times 0,15/\cos 29,54 = 4,31 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit en ciment : $0,02 \times 18/\cos 29,54 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
 - Garde – corps métallique: $0,1 \text{ kN/m}^2$
- $\Sigma G = 8,1 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

b) Palier :

- Revêtement en carrelage : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
 - mortier de pose : $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
 - Lit de sable: $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
 - Dalle pleine : $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit en ciment : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- $\Sigma G = 5,31 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III. Descente des charges :

L'étape de la descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, en particuliers les poteaux. On doit tenir compte :

- Du poids propre de l'élément.
- De la charge de plancher qu'il supporte.
- De la part de cloison répartie qui lui revient.
- Des éléments secondaires (escalier, acrotère ...).

III.1 Loi de de dégression : DTR B.C 2.2 :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage Q à chaque niveau et déterminé comme suit :

Sous la terrasse Q_0

Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$.

Sur l'étage immédiatement inférieur:

Étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

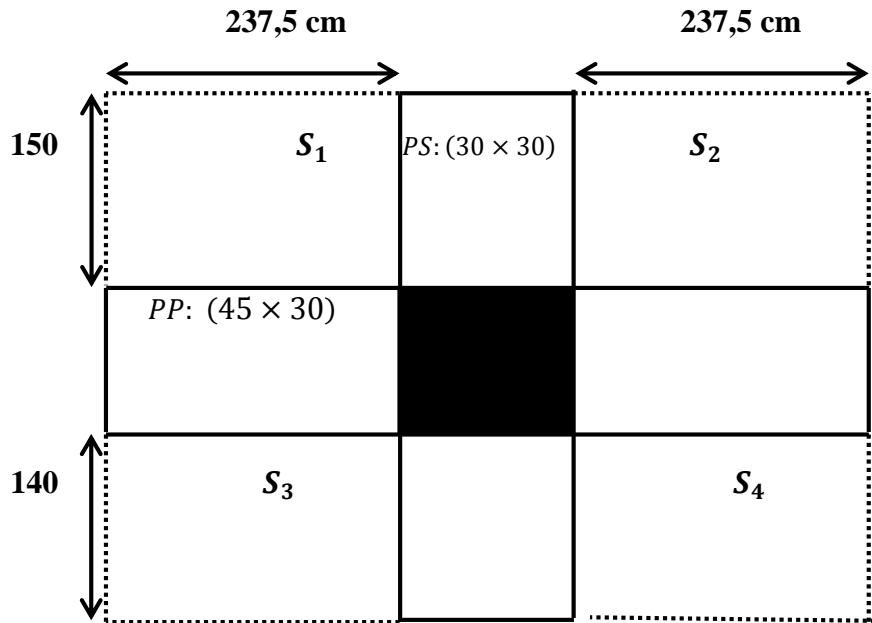
Étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

- Poteau intermédiaire

$$S = 4,75 \times 2,9 = 13,77 \text{ Cm}^2$$

$$S = 5,05 \times 3,2 = 16,16 \text{ Cm}^2$$



| Nive au | Elément | G(KN) | Q(KN) |
|---------|--|---------------|-------|
| N7 | Plancher terrasse inaccessible : 6,26×13,77 | 86,23 | 16,16 |
| | Poutre principale (45 x 30): 25 × 0,45 × 0,30 × 4,75 | 16,03 | |
| | Poutre secondaire (30 x 30): 25 × 0,3 × 0,3 × 2,90 | 6,53 | |
| | Poteau : 25 × 0,45 × 0,45 × 2,61 | 13,21 | |
| | Surcharge : Q ₀ = 1 × 16,16 | | |
| | Total | 123,88 | |
| N6 | Revenant de N7 | 123,88 | |
| | Plancher étage courant : 4,2 × 13,77 | 57,85 | |
| | Poutre principale (45 x 30): 25 × 0,45 × 0,30 × 4,75 | 16,03 | |
| | Poutre secondaire (30 x 30): 25 × 0,3 × 0,3 × 2,90 | 6,53 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|----|---|---------------|--------------|
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | 24,24 |
| | Mur intérieur : $1,3 (3,06 - 0,45) \times (4,75 + 2,9)$ | 25,96 | |
| | Surcharge : $Q_1 = 1,5 \times 16,16$ | | |
| | Total | 243,43 | |
| N5 | Revenant de N6 : | 243,43 | 24,24 |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 13,775$ | 57,85 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,3 \times 4,75$ | 16,03 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur intérieur : $1,3 (3,06 - 0,45) \times (4,75 + 2,9)$ | 25,96 | |
| | Surcharge : $Q_2 = 1,5 \times 16,16$ | | |
| | Total | 363,02 | |
| N4 | Revenant de N5 | 363,02 | 24,24 |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 13,775$ | 57,855 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,75$ | 16,03 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur intérieur : $1,3 [(3,06 - 0,45) \times (4,75 + 2,9)]$ | 25,96 | |
| | Surcharge : $Q_3 = 1,5 \times 16,16$ | | |
| | Total | 482,60 | |
| N3 | Revenant de N4 | 482,60 | 57,85 |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 13,77$ | 57,85 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|-------------------------------|---|---------------|---------------|
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,75$ | 16,03 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur intérieur : $1,3 [(3,06 - 0,45) \times (4,75 + 2,9)]$ | 25,96 | |
| | Surcharge : $Q_4 = 1,5 \times 16,16$ | | 24,24 |
| | Total | 602,19 | 113,12 |
| N2 (RDC) | Revenant de N3 | 602,19 | |
| | Plancher RDC : $4,2 \times 13,77$ | 57,85 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,75$ | 16,03 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur intérieur : $1,3 [(3,06 - 0,45) \times (4,75 + 2,9)]$ | 25,96 | |
| | Surcharge : $Q_5 = 2,5 \times 16,16$ | | 40,4 |
| | Total : | 721,74 | 153,52 |
| N1 (Sous- Sol) | Revenant de N2 | 721,74 | |
| | Plancher sous sol : $4,2 \times 13,77$ | 57,85 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,75$ | 16,03 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Surcharge : $Q_5 = 3,5 \times 16,16$ | | 56,56 |
| | Total : | 815,37 | 210,08 |

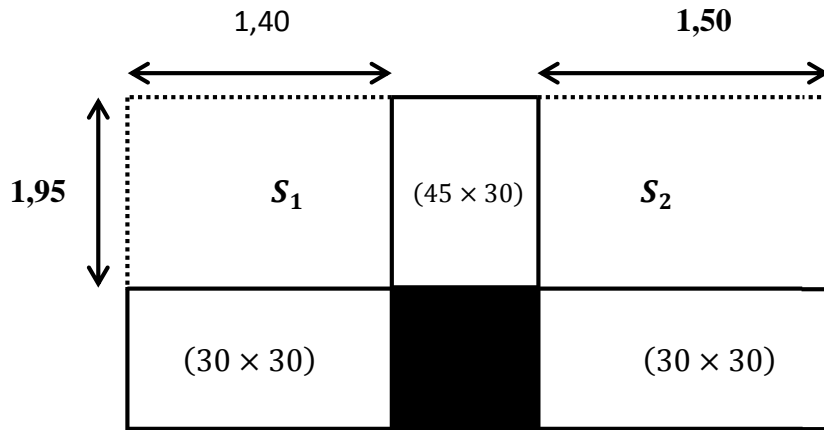
Tab II. 02 : descente des charge de poteau intermédiaire

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

b) Poteau de rive :

$$S_1 = 2,9 \times 1,95 = 5,65 \text{ Cm}^2$$

$$S_2 = 3,2 \times 2,25 = 7,2 \text{ Cm}^2$$



| Niveau | Elément | G(KN) | Q(KN) |
|--------|---|-------|--------------|
| N5 | Acrotère : $2,12 \times (2,90 + 0,30)$ | 6,78 | |
| | Plancher terrasse inaccessible : $6,26 \times 5,65$ | 34,80 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,3 \times 2,9$ | 5,74 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1 \times 7,2$ | | 7,2 |
| | Total | | 67,12 |
| N4 | Revenant de N1 | 67,12 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 5,65$ | 23,73 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|--------------|---|---------------|-----------|
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times 2,9$ | 21,26 | |
| | Mur intérieur : $1,3 \times 2,61 \times 1,95$ | 6,61 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 7,2$ | | 10,8 |
| | Total | 145,04 | 18 |
| N3 | Revenant de N2 | 145,04 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 5,65$ | 23,73 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times 2,9$ | 21,26 | |
| | Mur intérieur : $1,62 \times 2,61 \times 1,95$ | 6,61 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 7,2$ | | 10,8 |
| Total | 216,43 | 28,8 | |
| N2 | Revenant de N3 | 216,43 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 6,65$ | 23,73 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times 2,9$ | 21,26 | |
| | Mur intérieur : $1,62 \times 2,61 \times 1,95$ | 6,61 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 7,2$ | | 10,8 |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|----------|---|---------------|-------------|
| | Total | 294,35 | 39.6 |
| N1 | Revenant de N4 | 294,35 | |
| | Plancher étage courant : 4,2× 5,65 | 23,73 | |
| | Poutre principale: 25×0,45×0,30× 1,95 | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : 25×0,30×0,30 ×2,9 | 6,53 | |
| | Poteau : 25×0,45×0,45×2,61 | 13,21 | |
| | Mur extérieur : 2,81 × 2,61×2,9 | 21,26 | |
| | Mur intérieur : 1,62× 2,61×1,95 | 6,61 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 7,2$ | | 10,8 |
| | Total | 372,27 | 50,4 |
| RDC | Revenant de N5 | 372,27 | |
| | Plancher RDC: 4,2× 5,65 | 23,73 | |
| | Poutre principale: 25×0,45×0,30× 1,95 | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : 25×0,30×0,30 ×2,9 | 6,53 | |
| | Poteau : 25×0,45×0,45×2,61 | 13,21 | |
| | Mur extérieur : 2,81 × 2,61×2,9 | 21,26 | |
| | Mur intérieur : 1,62× (3,06-0,4) (1,98) | 6,61 | |
| | Surcharge : $Q_{RDC} = 2,5 \times 7,2$ | | 18 |
| | Total | 450,19 | 68,4 |
| Sous-sol | Revenant de N6 | 450,19 | |
| | Plancher Sous-sol: 4,2×5,65 | 23,73 | |
| | Poutre principale: 25×0,45×0,30× 1,95 | 6,58 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

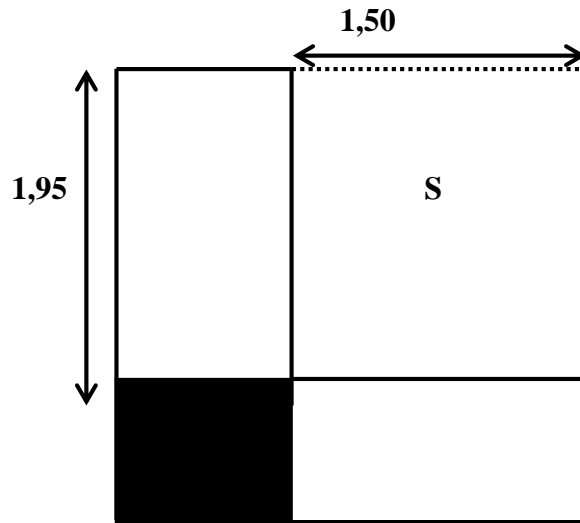
| | | | |
|--|---|---------------|-------------|
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,9$ | 6,53 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Voile : $5,56 \times 2,61 \times 0,20 \times 2,9$ | 8,41 | |
| | Surcharge : $Q_{RDC} = 3,5 \times 7,2$ | | 25,2 |
| | Total : | 508,65 | 93,6 |

TabII. 03 : descente des charges de poteau rive

C) Poteau d'angle

$$S = 1,50 \times 1,95 = 2,92 \text{ m}^2$$

$$S = 1,8 \times 2,25 = 4,05 \text{ m}^2$$



| Niveau | Elément | G(KN) | Q(KN) | |
|--------|--|-------|--------------|-------------|
| N5 | Acrotère : $2,12 \times (1,50 + 1,95)$ | 7,31 | | |
| | Plancher terrasse inaccessible : $6,26 \times 2,925$ | 14,37 | | |
| | Poutre principale : $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 1,5$ | 3,37 | | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1 \times 4,05$ | | | 4,05 |
| | Total | | 44,85 | 4,05 |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|----|--|---------------|--------------|
| N4 | Revenant de N1 | 44,85 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 2,925$ | 12,28 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 1,5$ | 3,37 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times (1,95 + 1,50)$ | 25,30 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 4,05$ | | 6,07 |
| | Total | 105,6 | 10,12 |
| N3 | Revenant de N2 | 105,6 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 2,295$ | 12,28 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 1,50$ | 3,37 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times (1,95 + 1,50)$ | 25,30 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 4,05$ | | 6,07 |
| | Total | 166,35 | 16,2 |
| N2 | Revenant de N3 | 166,35 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 2,295$ | 12,28 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times 1,50$ | 3,37 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times (1,95 + 1,50)$ | 25,30 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|----------|---|---------------|---------------|
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 4,05$ | | 6,07 |
| | Total | 227,1 | 22,27 |
| N1 | Revenant de N4 | 227,1 | |
| | Plancher étage courant : $4,2 \times 2,295$ | 12,28 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times (1,98 + 1,54)$ | 3,37 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times (1,95 + 1,50)$ | 25,30 | |
| | Surcharge : $Q_0 = 1,5 \times 4,05$ | | 6,075 |
| | Total | 287,85 | 28,35 |
| RDC | Revenant de N5 | 287,85 | |
| | Plancher RDC: $4,2 \times 2,275$ | 12,28 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 \times (1,95 + 1,5)$ | 3,375 | |
| | Mur extérieur : $2,81 \times 2,61 \times (1,95 + 1,50)$ | 25,30 | |
| | Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,61$ | 13,21 | |
| | Surcharge : $Q_{RDC} = 2,5 \times 4,05$ | | 10,125 |
| | Total : | 348,6 | 38,475 |
| Sous-Sol | Revenant de N6 | 348,6 | |
| | Plancher Sous-sol: $4,2 \times 2,295$ | 9,64 | |
| | Poutre principale: $25 \times 0,45 \times 0,30 \times 1,95$ | 6,58 | |
| | Poutre secondaire : $25 \times 0,30 \times 0,30 (1,95 + 1,50)$ | 3,375 | |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | |
|--|---|---------------|--------------|
| | Poteau : 25×0,45×0,45×2,61 | 13,21 | |
| | Voile : 5,56× 2,61 × (1,95 + 1,50) × 0,20 | 10,01 | |
| | Surcharge : $Q_{RDC} = 3,5 \times 4,05$ | | 14,175 |
| | Total : | 391,41 | 52,65 |

TabII. 04 : descente des charges de poteau d'angle

III.2. Combinaison des actions:

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sollicitant le trois poteaux choisis, ainsi que leur combinaisons à l'état limite ultime E.L.U est récapituler dans le tableau suivant :

| Poteau | G(Kg) | Q(Kg) | $N_u = 1.35G + 1.5Q$ |
|----------------|--------|--------|----------------------|
| Poteau d'angle | 391,41 | 52,65 | 593,06 |
| Poteau de rive | 508.65 | 93,6 | 843,09 |
| Poteau central | 815,37 | 210.08 | 1415,86 |

TabII.05 : Combinaison des actions des poteaux

$$N_u = 1415,86 \text{ kN.}$$

D'après le CBA 93 (Art B.8.4.1 page 156) l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Nu : L'effort normal ultime : **Nu = 1435,01 kN.**

As: Section d'acier comprimé. Selon le RPA99 V. 2003, pour la zone IIa:

$$A_s = 0,8\% B_r$$

Br: est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle **1 cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie. $B_r = (a - 2) (b - 2)$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

f_e : Limite d'élasticité des aciers égale à 400 MPa.

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

(BAEL91 révisées 99)

$$\begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- Pour éviter le flambement $\Rightarrow \lambda \geq 50$
- Pour que toute l'armature participe à la résistance $\Rightarrow \lambda = 35$.
- On fixe un élanement mécanique de $\lambda = 35$ donc:

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,71$$

Soit β : un coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur suivante : $\beta = \frac{0,85}{\alpha} \Rightarrow \beta = 1,20$

Comme α doit être minoré de 10% $\Rightarrow \beta$ doit être majoré de 10% :

$$\Rightarrow \beta = 1,2 \times 1,1 = 1,32$$

$$A_s = \frac{0,85 B_r}{100} \Rightarrow \beta N_u \leq \frac{f_{bu} \theta B_r}{0,9} + 0,85 \frac{0,8}{100} B_r f_{ed}$$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,68 \frac{f_{ed}}{100}}$$

On a :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = \frac{f_{bu} \theta \gamma_b}{0,85}; \theta = 1$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_e = f_{ed} \gamma_s$$

$$B_r \geq \frac{1,32 \times 1415,86 \times 10^3}{\frac{14,17}{0,9} + 0,68 \frac{348}{100}} = 99744,399 \text{ mm}^2 = 997,44 \text{ cm}^2$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

$$\Rightarrow B_r \geq (a - 2)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{997,44} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq 33,58 \text{ cm}$$

$a = b = 40 \text{ cm}$ Donc on prend une section carrée de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification du flambement

Calculons: $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec:

- L_f : la longueur de flambement, $L_f = 0.7 \times L_0$ (cas générale), et L_0 présente la hauteur du poteau ($L_0 = 3,06 \text{ m}$), donc: $L_f = 2,14 \text{ m}$.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{2\sqrt{3}}$

Pour un poteau de section carrée $(40 * 40) \text{ cm}^2$, nous avons:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,14 \times 2\sqrt{3}}{0,4} = 18,53 < 50 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les sections retenues pour les poteaux de tous les étages:

Tableau 1. Sections retenues pour les poteaux de tous les étages.

| Niveau | N_u (kN) | B_r (cm^2) | a = b (cm) | L_0 (cm) | λ | Condition |
|------------------|------------|-------------------------|------------|------------|-----------|-----------|
| Sous-sol | 1415,86 | 997,44 | 40 | 3,06 | 18,53 | CV |
| RDC | 1204,63 | 877,98 | 40 | 3,06 | 18,53 | CV |
| 1 ^{ér} | 982,63 | 716,18 | 35 | 3,06 | 21,20 | CV |
| 2 ^{ème} | 784,83 | 572,01 | 35 | 3,06 | 21,20 | CV |
| 3 ^{ème} | 587,037 | 427,85 | 35 | 3,06 | 21,20 | CV |

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

| | | | | | | |
|------------------|---------|--------|----|------|-------|----|
| 4 ^{ème} | 389,23 | 283,68 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| 5 ^{ème} | 191,478 | 139,55 | 30 | 3,06 | 24,71 | Cv |

Tab II.06 : Vérification des sections de poteau intermédiaire

Poteau d'angle :

| Niveau | N_u (kN) | B_r (cm ²) | a = b (cm) | L_0 (cm) | λ | Condition |
|------------------|------------|--------------------------|------------|------------|-----------|-----------|
| Sous-sol | 607,38 | 442,68 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| RDC | 528,32 | 385,06 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| 1 ^{ér} | 431,12 | 314,22 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| 2 ^{ème} | 339,7 | 247,80 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 3 ^{ème} | 248,87 | 181,38 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 4 ^{ème} | 157,75 | 114,97 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 5 ^{ème} | 66,62 | 48,55 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |

TabII.07 : Vérification des sections de poteau d'angle

Poteau de rive :

| Niveau | N_u (kN) | B_r (cm ²) | a = b (cm) | L_0 (cm) | λ | Condition |
|------------------|------------|--------------------------|------------|------------|-----------|-----------|
| Sous-sol | 827,07 | 618,48 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| RDC | 710,35 | 524,12 | 30 | 3,06 | 24,71 | CV |
| 1 ^{ér} | 578,15 | 427,78 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 2 ^{ème} | 456,77 | 339,30 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 3 ^{ème} | 335,37 | 250,85 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 4 ^{ème} | 222,8 | 162,35 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |
| 5 ^{ème} | 101,40 | 73,87 | 25 | 3,06 | 29,65 | CV |

TabII. 08 : Vérification des sections de poteau de rive

Chapitre 03 :

Calcul

des éléments

secondaires

III .1 L'acrotère :

III . 1. 1 Définition :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse qui assure essentiellement la fonction d'étanchéité et protection des personnes contre la chute.

L'acrotère est soumise à:

Son poids propre W_p .

Une force horizontale F dont la valeur est : $F = \max (F_p, F_q)$, avec :

F_p : La force sismique .

F_q : La poussée horizontale .

III 1.2 Hypothèses de calcul :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, à L'E.L.U., avec des vérifications à L'E.L.S.

III 1.3 Evaluation des charges:

La charge permanente : $W_p = G = 2,12\text{KN /m}$

Surcharge : $F_q = 1\text{KN/m}$

La force sismique : (1) : $F_p = 4 .A .C_p . W_p$.

$A= 0,15$: Coefficient d'accélération de zone (1.2).

Zone II-a et groupe 2

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale (1) .

$W_p = 2,12\text{KN/m}$ poids de l'acrotère.

$F_q = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,12 = 1,02\text{KN /m}$

$F = \max (F_p , F_q) \quad F = 1,02 \text{ KN /m}$

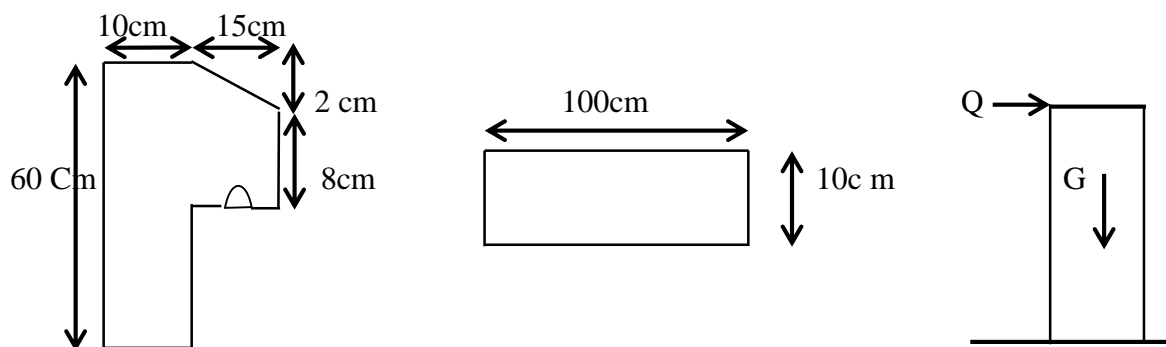


Fig. III. 1 : Schéma statique de l'acrotère

III 1.4 Calcul des moments et efforts normaux :

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,12 = 2,86 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1,5 \times F \times h = 1,5 \times 1,02 \times 0,6 = 0,92 \text{ KN/m}$$

$$T_u = 1,5 \times F = 1,5 \times 1,02 = 1,53 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{SER} = W_p = 2,12 \text{ KN/m}$$

$$M_{SER} = F \times h = 1,02 \times 0,6 = 0,61 \text{ KN/m}$$

$$T_{ser} = F = 1,02 \text{ KN/m}$$

| | N(KN) | M(KN.m) | T(KN) |
|-----|-------|---------|-------|
| ELU | 2,86 | 0,92 | 1,53 |
| ELS | 2,12 | 0,61 | 1,02 |

TabIII. 01 : Moments et efforts normaux

III 1.5 Calcul des excentricités :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0,92}{2,86} = 0,31\text{m} = 31\text{cm}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_{ser} = \frac{0,61}{2,12} = 0,29\text{m} = 29\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05\text{m} = 5\text{cm}$$

$$(e_u ; e_{ser}) > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait en flexion simple en prenant comme moment fictif :

$$M_{ua} = N_U \times e_a$$

e_a : la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues. On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , et la section finale d'acier sera:

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s}$$

On a :

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow d = 0,9 \times h = 0,09m$$

$$e_{au} = 0,31 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,35m$$

$$e_a = e_{ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_{aser} = 0,29 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,33m$$

$$M_{ua} = N_u \times e_{au} = 2,86 \times 0,35 = 1,001 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser a} = N_s \times e_{a ser} = 2,12 \times 0,33 = 0,68 \text{ KN.m}$$

III 1.6 Ferrailage :

$$F_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b \times \vartheta} F_{C28} = \frac{0,85}{0,15 \times 1} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$F_d = Fd = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser a}} = \frac{1,001}{0,68} = 1,47$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{1,001 \times 10^6}{1 \times 10^3 \times (0,09 \times 10^3)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,00872 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{lu} = 0,3340 \text{ (livre pratique du BAEL91)}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \quad A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00872)}) \quad \alpha = 0,011$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0,09(1 - 0,4(0,011))$$

$$Z_b = 0,089 \text{ m}$$

$$A_{lu} = \frac{M_{ua}}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{1,001 \times 10^6}{0,089 \times 10^3 \times 348} = 32,31 \text{ mm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \times F_{ed}} = 0,32 - \frac{2,86 \times 10^3}{100 \times 348} = 32,22 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 32,22\text{mm}^2 = 0,32\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow 0,0872 < 0,3340 \Rightarrow \text{vérification de } A_{\min}$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times F_{c28}}{F_e} = 0,23 \times \frac{100 \times (0,09 \times 10^2) \times 2,1}{400} = 1,09\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\min}; A_u) \Rightarrow A = 1,09\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : **4HA8** = 2,01cm²/ml

♦ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = A = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : $A_{rep} = \mathbf{4HA8} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

♦ **L'espacement:**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) \text{ (BAEL91/R 99)}$$

$$St \leq (30, 33\text{cm}), \text{ On prend: } St = 25\text{cm}$$

♦ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 \times F_{c28}}{\gamma b} = 2,5\text{Mpa}; 4\text{Mpa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{1,53 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,017\text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 1,7\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

♦ **Justification à E.L.S :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 0,6F_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta F_{tj}}\right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ HA ; } f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min\{266,67 \text{ Mpa ; } 201,6 \text{ Mpa}\}$$

$$\sigma_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 30,15y - 271,35 = 0$$

$$Y=2,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Leftrightarrow I = \frac{100(2,05)^3}{3} + 15(2,01)(9 - 2,05)^2$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,61 \times 10^6}{1743,49 \times 10^4} \times 2,05 \times 10 = 0,717 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times (25) = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,717 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15(0,61 \times 10^6)}{1743,49 \times 10^4} (0,09 \times 10^3 - 2,05 \times 10) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 36,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

◆ Dessin de ferrailage :

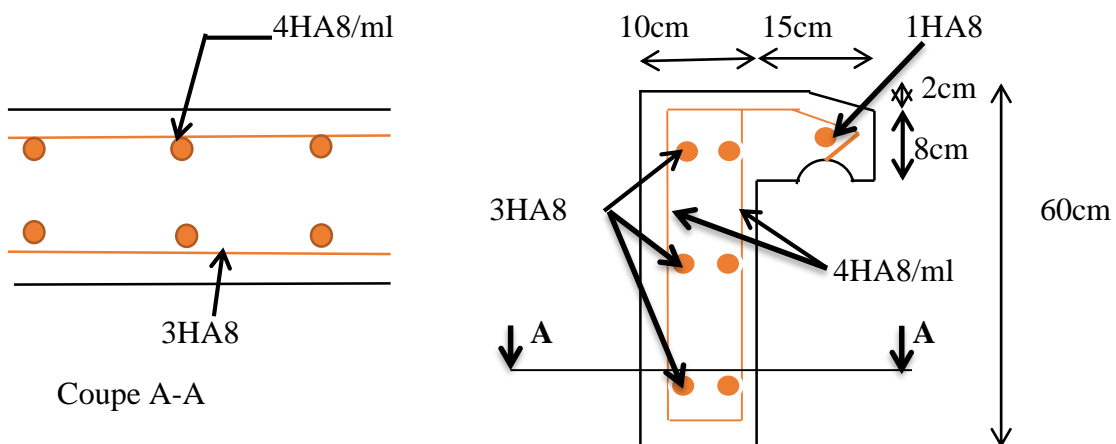


Fig.III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III . 2 Les escaliers

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

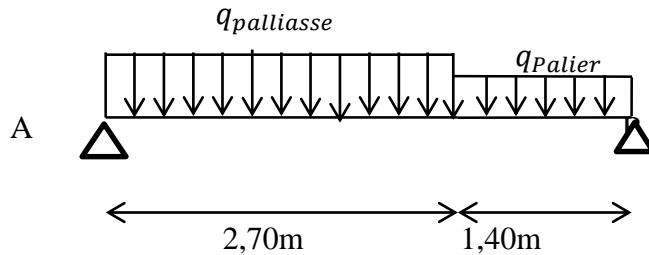


Fig.III.3 : Schéma statique de l'escalier

| Element | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | $Q_U = 1,35 G + 1,50 Q$ | $Q_{ser} = G + Q$ |
|-----------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------|
| Palliasse | 8,1 | 2,5 | 14,68 | 10,6 |
| Palier | 5,31 | 2,5 | 10,91 | 7,81 |

TabIII.02 : Calcul de la combinaison

III 2. 1 Calcul des sollicitations :

- ELU :

La largeur de l'escalier est : $b = 135$ cm, donc les charges sont :

$$Q_{uv} = 14,68 \times 1,35 = 19,82 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{up} = 10,91 \times 1,35 = 14,72 \text{ kN/m}$$

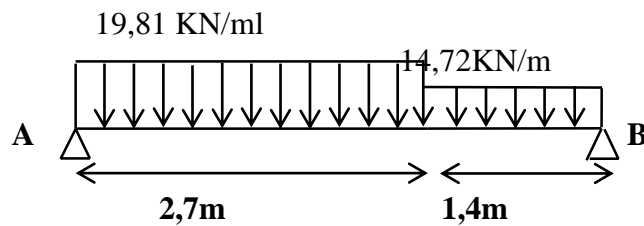


Fig. III. 4 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.U

III 2 . 2 Calcul des réactions :

$$R_a + R_b = (19,81 \times 2,70) + (14,72 \times 1,4) = 74,09 \text{ KN}$$

$$= -R_b(4,1) + (19,81 \times 2,7 \times \frac{2,7}{2}) + (14,72 \times 1,4 \times (\frac{1,4}{2} + 2,7)) \sum M/a$$

$$R_b = \frac{142,27}{4,1} = 34,70 \text{ KN} \quad R_a = 39,39 \text{ KN}$$

-calcul T(x) et M(x):

$$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$$

$$T_x = 39,39 - 19,81 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 39,39 \text{ KN} \\ T(2,7) = -14,092 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 39,39x - 19,81 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,7) = 34,15 \text{ kN} \end{cases}$$

$$2,7 \leq x \leq 4,1$$

$$T(x) = -14,72x + 25,65$$

$$\begin{cases} T(2,7) = -14,092 \text{ KN} \\ T(4,1) = -34,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 39,39 \cdot X - 19,81 \cdot (2,7) \cdot (X - 1,35) - 14,72 \cdot (X - 2,7) \frac{(X-2,7)}{2}$$

$$M(x) = -7,36X^2 + 25,65 X + 18,55$$

$$\begin{cases} M(2,7) = 34,15 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M(4,1) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

On suppose que l'escalier est semi encastré au niveau des appuis. Donc les moments max en travée et sur appuis sont:

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \cdot 34,15 \quad \text{Donc} \quad : M_t = 29,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0,15 M_{\max} = 0,15 \cdot 34,15 \quad \text{Donc} \quad : M_a = 5,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'ELS :

La largeur de l'escalier est : $b = 135 \text{ cm}$ donc les charges sont :

$$q_{\text{pallasse}} = 10,6 \times 1,35 = 14,31 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 7,81 \times 1,35 = 10,54 \text{ kN/ml}$$

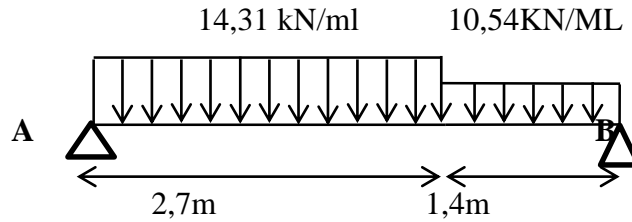


Fig. III. 5 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.S

♦ Calcul des réactions :

$$R_a + R_b = 14,31 \times 2,7 + 10,54 \times 1,4 = 53,39 \text{ KN}$$

$$= R_b(4,1) - (14,31 \times 2,7 \times 1,35) - (10,54 \times 1,4 \times 3,4) \sum M/A$$

$$R_b = \frac{102,33}{4,1} = 24,96 \text{ KN}$$

$$R_a = 28,43 \text{ KN}$$

Calcul T(x) et M(x)

$$0 \leq X \leq 2,7$$

$$T(x) = 28,43 - 14,31X$$

$$\begin{cases} T(0) = 28,43 \text{ KN} \\ T(2,7) = -10,21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 28,43X - 14,31 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,7) = 24,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2,7 \leq X \leq 4,1$$

$$T(X) = 28,43 - 14,31(2,7) - 10,33(X - 2,7)$$

$$T(X) = -10,54X + 18,25$$

$$\begin{cases} T(2,7) = -10,21 \text{ KN} \\ T(4,1) = -24,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(X) = -5,27 X^2 + 18,25X + 13,74$$

$$\begin{cases} M(2,7) = 24,6 \text{ KN.m} \\ M(4,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On suppose que l'escalier est semi encastré au niveau des appuis. Donc les moments max en travée et sur appuis sont:

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \cdot 24,6 \quad \text{Donc} \quad : M_t = 20,91 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,15 M_{\max} = 0,15 \cdot 24,6 \quad \text{Donc} \quad : M_a = 3,7 \text{ kN.m}$$

| ELU | | | ELS | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| M_a | M_t | T | M_a | M_t | T |
| 5,12 | 29,03 | 39,39 | 3,7 | 20,91 | 28,45 |

TabIII.03 : Résultats du moment à l'ELU et à l'ELS

III 2.3 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

$$F_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_{Y_b}} \cdot F_{c28} = 14,17 \text{ Mpa} \quad F_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$d=0,9h \quad \Rightarrow \quad d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} \quad b=135 \text{ cm}$$

en travée :

$$M_t = 29,03 \text{ KN.m}$$

$$Y = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} \Rightarrow Y = \frac{29,03}{29,03} = 1$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{29,03 \times 10^6}{1350 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,083$$

$$U_{tu} = 0,299 ; U_{bu} \leq U_{tu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

$$\alpha = 0,108$$

$$= d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13,5(1 - 0,4(0,108)) \Rightarrow Z = 12,91 \text{ cm} \quad Z_b$$

$$A_U = \frac{M_{tu}}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{29,03 \times 10^6}{12,91 \times 348} = 6461,62 \text{ mm}^2 = 6,4 \text{ cm}^2$$

♦ **Vérifier la condition de non fragilité :**

♦ **La section minimale :**

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times \frac{F_{t28}}{F_e} \times b \times d \quad \Rightarrow \quad 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1350 \times 135 = 220,06 \text{ mm}^2 = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{\text{min}} ; A_U\} = \{2,20 ; 6,4\} = 6,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9 HA10** = 7,09 cm²

♦ **Armature de répartition :**

Pour travée :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{7,09}{4} = 1,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3,94 cm²

♦ Calcul de l'espacement des barres :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45; 33\text{cm}) = 33,00\text{cm}$$

$$S_t \leq 33,00 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16,25 \text{ cm}$.

Sur appui :

$$M_{\text{appui}} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$Y = \frac{M_{a u}}{M_{a \text{ ser}}} \Rightarrow Y = \frac{5,12}{5,12} = 1$$

$$= \frac{M_{tu}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{5,12 \times 10^6}{1350 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,0006 U_{bu}$$

$$U_{tu} = 0,392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A}' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0006}) \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

$$\alpha = 0,0007$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13,5(1 - 0,4(0,0007)) \Rightarrow Z = 13,5\text{cm}$$

$$A_U = \frac{M_{tu}}{Z_b F_{ed}} = \frac{5,12 \times 10^6}{13,5 \times 10 \times 348} = 108,98 \text{ mm}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

♦ Vérifier la condition de non fragilité :

♦ La section minimale :

$$\Rightarrow 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1350 \times 135 = 220,06 \text{ mm}^2 = 2,20 \text{ cm}^2 A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \frac{F_{t28}}{F_e} \times b \times d$$

$$A = \max\{A_{\min} ; A_U\} = \{ 2,20 ; 1,08\} = 2,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9HA 10** = 7,09 cm²

♦ Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{7,09}{4} = 1,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3,94 cm²

♦ Calcul de l'espacement des barres :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45; 33\text{cm}) = 33,00\text{cm}$$

$$S_t \leq 33,00 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 16,25 \text{ cm}$$

| | A_U cm ² | A_{\min} cm ² | A_{adp} cm ² | Choix | S_t cm | A_{rep} cm ² | Choix | A_{adp} | S_t |
|--------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------|-------------|-------------------------------------|-------|------------------|-------|
| Travee | 6,4 | 2,2 | 7,09 | 9HA10 | 16,25 | 1,77 | 5HA10 | 3,94 | 20 |
| appuis | 1,08 | 2,2 | 7,09 | 9HA10 | 16,25 | 1,77 | 5HA10 | 3,94 | 20 |

TabIII .04: Ferrailage d'escalier

III 2.4 Vérification de l'effort tranchant

$$r_u = \frac{V_U}{bd} < t_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$r_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{39,39 \times 10^3}{1350 \times 135} = 0,216 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

$$r_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

III.2.5 Vérification à L'E.L.S:

- Vérification des contraintes (à L'E.L.S) :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \sigma_s = 400 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 67,5y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

| | Y | I | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ |
|--------|------|----------|---------------------------|------------------------|
| Travée | 3,83 | 12052,02 | 9,2 | 349,74 |
| Appui | 2,15 | 4730,07 | 2,83 | 184,28 |

TabIII.05 : Vérification des contraintes.

Vérification de condition de calcul de flèche :(4)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{15}{410} = \frac{1}{16} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0,037 \leq \frac{28,28}{10 \times 24,66} = 0,114 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{bod} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{923}{1350 \times 135} = 0,00005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{OK}$$

D'après la RDM la flèche est calculée par la relation :

$$F = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

E : Module de déformation différée $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$.

I : Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{135 \times 15^3}{12} = 37968,75 \text{ cm}^4$

Donc : $f = \frac{5 \times (14,31 \times 10^3) \times (260)^4}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (37968,75 \times 10^4)} = 0,21 \text{ cm}$

Flèche admissible (CBA93 article B 6.5.3)

$F_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,21 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0,82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

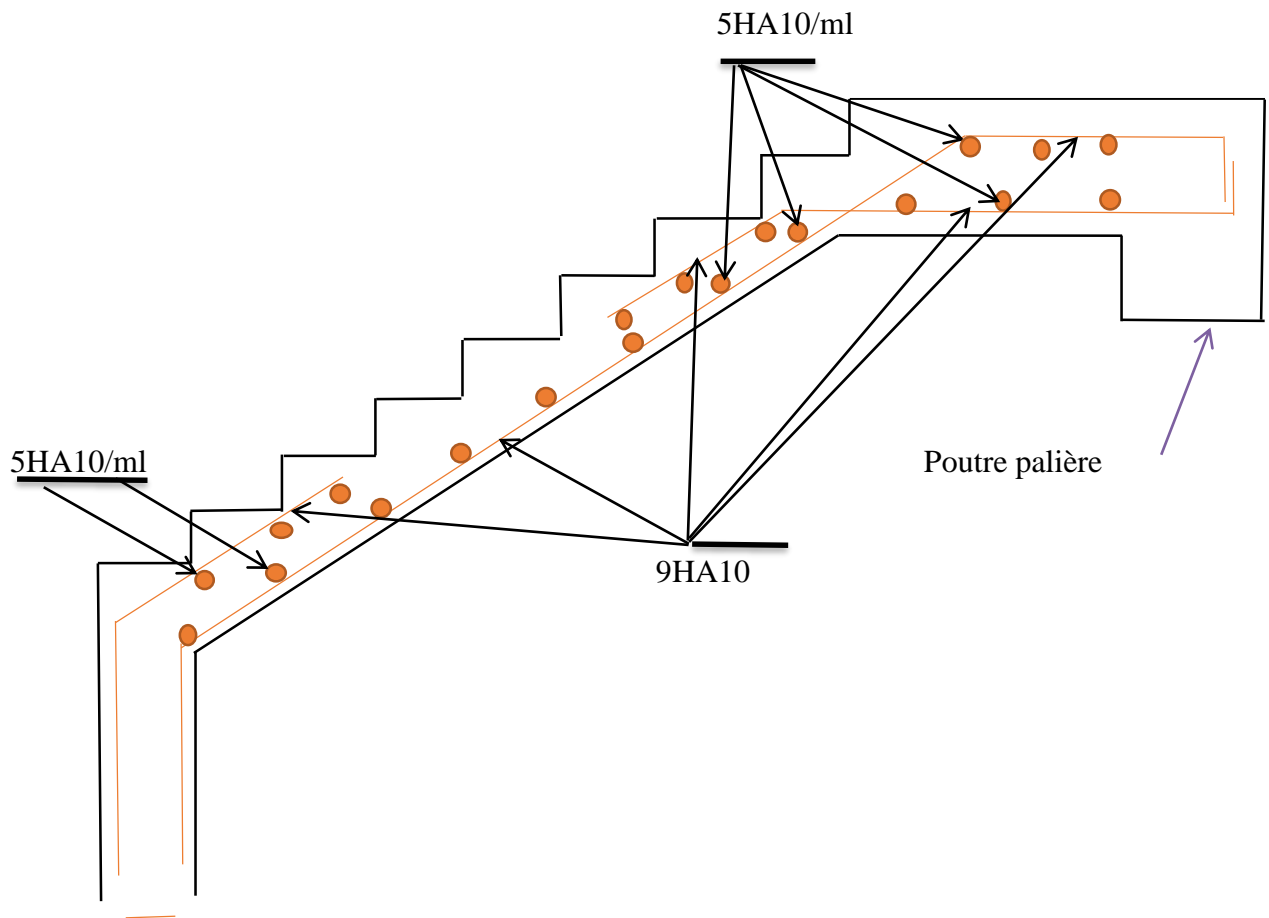


Fig. III. 6: Schéma de ferrailage d'escalier

III. 3 Poutre palière :

Le palier repose sur la poutre palière, elle est donc sollicitée en flexion simple. La poutre palière porte son poids propre ainsi que la réaction de l'escalier. La longueur de cette poutre est de l'ordre de 3,1 m alors que fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

III 3.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{310}{16} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad 19,38 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

III 3.2 Vérification des conditions de l'RPA99 version 2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad C.V \\ h \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad C.V \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad C.V \end{cases}$$

Donc la section de la poutre palière est de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III 3.3 Evaluation des charges :

♦ Charges permanentes :

$$p_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

Réaction de l'escalier, $R_b = 34,7 \text{ kN}$.

♦ Combinaison d'action :

$$q_u = 1,35G + R_p = 1,35 \times 2,25 + 34,70 = 37,74 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2,25 + 34,70 = 36,95 \text{ KN/ml}$$

La poutre palière est semi encastree à ses deux extrémités, les moments sur travée et sur appuis sont les suivants :

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37,74 \times (3,10)^2}{8} = 45,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{36,95 \times (3,10)^2}{8} = 44,39 \text{ KN/ml}$$

$$M_{au} = 0,15M_{tu} = 0,15 \times 45,33 = 6,8 \text{ KN/m}$$

$$M_{as} = 0,15M_{ts} = 0,15 \times 44,39 = 6,65 \text{ KN/m}$$

$$T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{37,74 \times 3,10}{2} = 58,49 \text{ KN}$$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{36,95 \times 3,10}{2} = 57,27 \text{ KN}$$

| | M_t | M_a | T |
|-------|-------|-------|-------|
| E.L.U | 45,33 | 6,8 | 58,49 |
| E.L.S | 44,39 | 6,65 | 57,27 |

TabIII.06 : Calcul des sollicitations de la poutre palière

III 3. 4 Ferrailage :

La poutre palière travail en flexion simple, donc :

$$F_{bu}=14,17\text{MPA}$$

$$F_{ed}=348\text{MPA}$$

$$d=0,9h \Rightarrow d=0,9 \times 30=27\text{cm} \quad b=30\text{cm}$$

En travée :

$$M_t = 45,33 \text{ KN,m}$$

$$Y = \frac{M_{tU}}{M_{tS}} = \frac{45,33}{44,39} = 1,02$$

$$= \frac{M_U}{bd^2 F_{bu}} = \frac{45,33 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14,17} = 0,15 \text{KN/ml } \mu_{bu}$$

$$\Rightarrow 10^4 U_{lu} = 3440 \vartheta y_b + 45 - \frac{F_{c28}}{9} = 3440 \times 1 \times 1,5 + 45 - \frac{25}{1} = 0,32 \text{KN/m } \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{lu} = 0,3235 \text{KN/ml}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) = 0,2$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 27(1 - 0,4 \times 0,2) = 24,84 \text{cm}^2$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{Z_b F_{ed}} = \frac{45,33 \times 10^6}{24,84 \times 10 \times 348} = 524,39 \text{ mm}^2 = 5,24 \text{cm}^2/\text{ml}$$

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \frac{F_{t28}}{F_e} b d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 270 = 97,80 \text{ mm}^2 = 0,978 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_U\} \Rightarrow \{0,978 ; 5,24\} = 5,24 \text{cm}^2$$

On adopte: **3HA16** = 6,03 cm²

Sur Appui :

$$M_{(appui)} = 6,8 \text{KN.m.}$$

$$Y = \frac{M_{a u}}{M_{a ser}} \Rightarrow Y = \frac{6,8}{6,65} = 1,02$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{6,8 \times 10^6}{270 \times (300)^2 \times 14,17} = 0,02$$

$$\Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \vartheta y_b + 45 - \frac{F_{c28}}{9} = 3440 \times 1 \times 1,5 + 45 - \frac{25}{1} = 0,32 \text{KN/m} \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02})$$

$$\alpha = 0,025$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 27(1 - 0.4(0,025)) = 26.73 \text{cm}$$

$$A_U = \frac{M_{au}}{Z_b F_{ed}} = \frac{6.8 \times 10^6}{26.73 \times 10 \times 348} = 73,10 \text{mm}^2 = 0,73 \text{cm}^2$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{F_{c28}}{F_e} b d = 0,23 \times \frac{25}{400} \times 27 \times 30 = 0,98 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_U\} \Rightarrow \{0,98 ; 0,73\} = 0,98 \text{cm}^2$$

On adopte: **3HA14** = 4,62cm²

| | $A_u(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{adop}(\text{cm}^2)$ | Choix |
|--------|--------------------|------------------------|-------------------------|-------|
| Travée | 5,23 | 0,98 | 6,03 | 3HA16 |
| Appui | 0,98 | 0,98 | 4,62 | 3HA14 |

TabIII.07: Ferrailage de la poutre palière

◆ **Armatures transversales :** (5)

$$\vartheta_t < \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \vartheta_{min} \right\} \Rightarrow \{0.857, 3, 1.2 \text{cm}\}. \text{ On prend donc : } \vartheta_t = 8 \text{mm}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\vartheta_t \right\} \Rightarrow \min \left\{ \frac{30}{4}, 12 \times 1,4 \right\} \Rightarrow S = 10 \text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

On prend $A_t = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{cm}^2$

III 3.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$r_u = \frac{V_U}{bd} < \tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{F_{c28}}{y_b} = 3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$r_u = \frac{58.49 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.722 \text{Mpa} < 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

◆Vérification à l'E.L.S :

Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bs} = 0.6F_{c28} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$

Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_s = 400\text{Mpa} > \sigma_s$

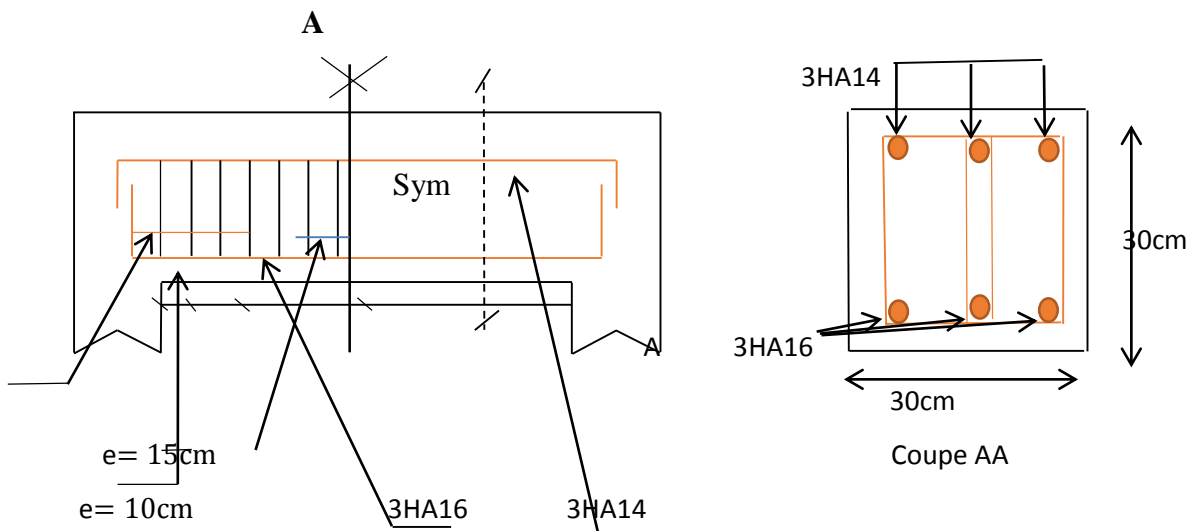
$$= \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

| | Y(cm) | I(cm ⁴) | σ_b (Mpa) | σ_s (Mpa) |
|--------|-------|---------------------|------------------|------------------|
| Travée | 6,14 | 47074,23 | 5,79 | 295,05 |
| Appui | 5,63 | 37596,16 | 0,9 | 56,70 |

TabIII.08 : Vérification des contraintes



FigIII.7: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III. 4 Les planchers :

Le calcul des planchers se fait selon la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge permanente et 5kN/m^2 ; $Q \leq \text{Max} \{2G, 5\text{KN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales ou leur coffrage sont les même (b, h, b0, h0, pour les travées).
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements.
- Les portées successives sont dans rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas où, au moins, une de ces conditions n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot. Cette méthode, appliquée initialement pour les poutrelles non solidaire des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux. Elle est basée sur la théorie générale des poutres continues et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaires des poteaux.

a. Moments aux appuis :

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_a = \frac{q_w L' W^3 + q_e L' e^3}{8,5(L' W + L' e)}$$

Avec :

- q_w, q_e : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.
- L_w', L_e' : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.
- $L' = (0,8L$: Travée intermédiaire ; L : Travée de rive).

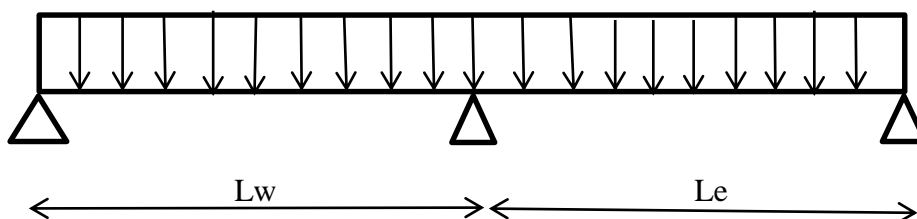


Fig.III.8. Poutre à deux travées

b.Moment en travée :

$$\checkmark M(x)=M_o(x)+MgX(1-\frac{x}{L})+MdX\frac{x}{L}$$

Avec :

$$\checkmark M_o(x)= (\frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}) = \frac{qx}{2} (L - x)$$

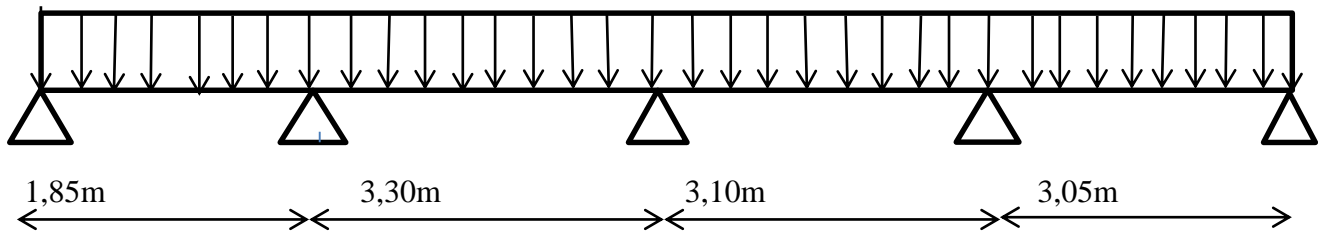
$$\checkmark M(x)=\frac{qx}{2} (L-x)+Mgx(1-\frac{x}{L}) + MdX\frac{x}{L}$$

Le moment est maximal (M(x)=Mmax) lorsque :

$$T(x)=\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x)=(\frac{ql}{2} - qx) + \frac{Md-Mg}{L} = 0 \Rightarrow x=\frac{\frac{ql}{2} - \frac{Mg}{L} - \frac{Md}{L}}{q}$$

Vérification de l'applicabilité de la méthode forfaitaire :

Les poutrelles de notre bâtiment ont l'allure suivante :



On voit que les condition d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites

car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1,85}{3,30} = 0,56$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{3,10} = 1,06$$

Donc, on applique donc la méthode de Caquot minorée

Combinaison de charges :

| Niveau | G (kN/m ²) | Q (kN/m ²) | b(m) | Combinaison de charges | |
|--------------------------|---------------------------|---------------------------|------|--|--|
| | | | | ELU (kN /ml) q _u =b.(1,35G+1,5Q) | ELS (kN/ml) q _s =b.(G+Q) |
| Terrasse inaccessible | 6,26 | 1 | 0,65 | 6,46 | 4,72 |
| Etage couraut | 4,2 | 1,5 | 0,65 | 5,15 | 3,71 |

| | | | | | |
|----------|-----|-----|------|------|------|
| RDC | 4,2 | 2,5 | 0,65 | 6,12 | 4,35 |
| Sous-sol | 4,2 | 3,5 | 0,65 | 7,20 | 5,00 |

TabIII .09 : les charges et surcharges revenant aux poutrelles

qs : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

qu : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime .

b=0,65m est de largeur de la table de compression

Il convient de rappeler que pour les étages courants, la fissuration est peu nuisible, le calcul des armatures à l'état limite de service est inutile.

a. Calcul des longueurs fictives :

les deux travées sont de rive donc :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 1,85\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = 0,8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 3,05\text{m}$$

b .Calcul des moments :

❖ Moment aux appuis

- Les appuis de rive

Appuis A : $M_A = 0$

Appui E : $M_E = 0$

- Les appuis intermédiaires :

✓ **A L'ELU**

$$Q_u = 7,2 \text{ KN/m}$$

$$M_B = \frac{7,2 \times (1,85^3 + 2,64^3)}{8,5 \times (1,85 + 2,64)} = 4,66 \text{ KN/m}$$

$$M_C = \frac{7,2 \times ((2,64)^3 + (2,48)^3)}{8,5 \times (2,64 + 2,48)} = 5,57 \text{ KN/m}$$

$$M_D = \frac{7,2 \times ((2,48)^3 + (3,05)^3)}{8,5 \times (2,48 + 3,05)} = 6,68 \text{ KN/m}$$

✓ **A'L'ELS**

$$P_s = 5 \text{ KN/m}$$

$$M_B = \frac{5 \times ((1,85)^3 + (2,64)^3)}{8,5 \times (1,85 + 2,64)} = 3,24 \text{ KN/m}$$

$$M_C = \frac{5 \times ((2,64)^3 + (2,48)^3)}{8,5 \times (2,64 + 2,48)} = 3,87 \text{ KN/m}$$

$$M_D = \frac{5 \times ((2,48)^3 + (3,05)^3)}{8,5 \times (2,48 + 3,05)} = 4,64 \text{ KN/m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(1-x) + M_d \times \frac{x}{L}$$

Travée AB

A L'ELU

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{qL_i} = \frac{1.85}{2} + \frac{3.34 - 0}{5.15 \times 1.85} = 1.27 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{5.15 \times 1.27}{2}(1.85 - 1.27) = 1.90 \text{ KN}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + Mgx \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 1.90 + (3.34) \times \left(1 - \frac{1.27}{1.85}\right) = 0.85 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{qL_i} = \frac{1.85}{2} + \frac{3.078 - 0}{4.719 \times 1.85} = 1.18 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{3.71 \times 1.18}{2}(1.85 - 1.18) = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + Mgx \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 1.47 + (-2.4) \times \left(1 - \frac{1.27}{1.85}\right) = 0.72 \text{ KN.m}$$

Travée BC

A L'ELU

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{qL_i} = \frac{2.64}{2} + \frac{3.98 - 3.34}{5.15 \times 2.64} = 1.37$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{5.15 \times 1.37}{2} \times (2.64 - 1.37) = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_cx \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_Bx \left(\frac{x}{L}\right) = 4.48 + (-3.98) \times \left(1 - \frac{1.37}{2.64}\right) + 3.34 \left(\frac{1.37}{2.64}\right) = 0.83 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{qL_i} = \frac{2.64}{2} + \frac{3.98 - 3.34}{3.71 \times 2.64} = 1.78 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{3.78 \times 1.78}{2}(2.64 - 1.78) = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_cx \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_b \left(\frac{x}{L}\right) = 1.151 + (-4.995) \times \left(1 - \frac{0.2}{2.64}\right) + 3.34 \times \left(\frac{1.78}{2.64}\right) = -3.80 \text{ KN.m}$$

Travée CD

A L'ELU

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{qL_i} = \frac{2.48}{2} + \frac{4.80 - 3.98}{5.15 \times 2.48} = 1.30 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{5,15 \times 1,30}{2} \times (2,48 - 1,30) = 3,95 \text{KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_c x \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 5,622 + (-3,98) \times \left(1 - \frac{1,30}{2,48}\right) + 4,80 \frac{1,30}{2,48} = 4,57 \text{KN.m}$$

A L'ELS

$$X = \frac{Li}{2} + \frac{MD - MC}{qLi} = \frac{2,48}{2} + \frac{3,44 - 2,87}{3,71 \times 2,48} = 1,30 \text{m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{3,71 \times 1,30}{2} (2,48 - 1,30) = 2,84 \text{KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_g x \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 2,84 + (-3,44) \times \left(1 - \frac{1,30}{2,48}\right) + 2,87 \times \frac{1,30}{2,48} = 3,28 \text{KN.m}$$

Travée DE

A L'ELU

$$X = \frac{Li}{2} + \frac{ME - MD}{qLi} = \frac{3,05}{2} + \frac{0 - 4,80}{5,156 \times 3,05} = 1,83 \text{m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{5,15 \times 1,83}{2} \times (3,05 - 1,83) = 5,74 \text{KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_g x \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 5,74 + (-4,80) \times \left(1 - \frac{1,83}{3,05}\right) = 3,83 \text{KN.m}$$

A L'ELS

$$X = \frac{Li}{2} + \frac{ME - MD}{qLi} = \frac{3,05}{2} + \frac{0 - 3,44}{3,71 \times 3,05} = 1,22 \text{m}$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(L - X) = \frac{3,71 \times 1,22}{2} (3,05 - 1,22) = 4,14 \text{KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2}(L - X) + M_g x \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 5,267 + (-3,44) \times \left(1 - \frac{1,22}{3,05}\right) = 6,21 \text{KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_{i-1} = \frac{ql}{2} + \frac{M_i - (M_{i-1})}{Li}$$

$$V_i = -\frac{ql}{2} + \frac{M_i - (M_{i-1})}{Li}$$

Travée AB

L'ELU

$$V_A = \frac{ql}{2} + \frac{MB - (MA - 1)}{Li} = \frac{5,15 \times 1,85}{2} + \frac{-3,34 - (0 - 1)}{1,85} = 3,85 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{ql}{2} + \frac{MB - (MA - 1)}{Li} = -\frac{5,15 \times 1,85}{2} + \frac{-3,34 - (0 - 1)}{1,85} = -6,03 \text{KN}$$

L'ELS

$$V_A = \frac{ql}{2} + \frac{MB-(MA-1)}{Li} = \frac{3,71 \times 1,85}{2} + \frac{2,40-(0-1)}{1,85} = 2,67 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{ql}{2} + \frac{MB-(MA-1)}{Li} = -\frac{3,71 \times 1,85}{2} + \frac{2,40-(0-1)}{1,85} = -4,19 \text{ KN}$$

Travée BC

L'ELU

$$V_B = \frac{ql}{2} + \frac{MC-(MB-1)}{Li} = \frac{5,15 \times 2,64}{2} + \frac{3,98-(3,34-1)}{2,64} = 7,42 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{ql}{2} + \frac{MC-(MB-1)}{Li} = -\frac{5,15 \times 2,64}{2} + \frac{3,98-(3,34-1)}{2,64} = -6,18 \text{ KN}$$

L'ELS

$$V_B = \frac{ql}{2} + \frac{MC-(MB-1)}{Li} = \frac{3,71 \times 2,64}{2} + \frac{2,87-(2,40-1)}{2,64} = 5,45 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{ql}{2} + \frac{MC-(MB-1)}{Li} = -\frac{3,71 \times 2,64}{2} + \frac{2,87-(2,40-1)}{2,64} = -4,72 \text{ KN}$$

Travée CD

L'ELU

$$V_C = \frac{ql}{2} + \frac{MD-(MC-1)}{Li} = \frac{5,15 \times 2,48}{2} + \frac{4,80-(3,98-1)}{2,48} = 6,72 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{ql}{2} + \frac{MD-(MC-1)}{Li} = -\frac{5,15 \times 2,48}{2} + \frac{4,80-(3,98-1)}{2,48} = -6,06 \text{ KN}$$

L'ELS

$$V_C = \frac{ql}{2} + \frac{MD-(MC-1)}{Li} = \frac{3,71 \times 2,48}{2} + \frac{3,44-(2,87-1)}{2,48} = 4,83 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{ql}{2} + \frac{MD-(MC-1)}{Li} = -\frac{3,71 \times 2,48}{2} + \frac{3,44-(2,87-1)}{2,48} = -4,37 \text{ KN}$$

Travée DE

L'ELU

$$V_D = \frac{ql}{2} + \frac{ME-(MD-1)}{Li} = \frac{5,15 \times 3,05}{2} + \frac{0-(4,80-1)}{3,05} = 6,28 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{ql}{2} + \frac{ME-(MD-1)}{Li} = -\frac{5,15 \times 3,05}{2} + \frac{0-(4,80-1)}{3,05} = -9,43 \text{ KN}$$

L'ELS

$$V_D = \frac{ql}{2} + \frac{ME-(MD-1)}{Li} = \frac{3,71 \times 3,05}{2} + \frac{0-(3,44-1)}{3,05} = 4,53 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{ql}{2} + \frac{ME-(MD-1)}{Li} = -\frac{3,71 \times 3,05}{2} + \frac{0-(3,44-1)}{3,05} = -8,632 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés le tableau suivant :

A L'ELU

| Type | travée | L(m) | Moment sur appuis | | Moment sur travée | Les effort tranchants | |
|------|--------|------|-------------------|-----------|-------------------|-----------------------|--------|
| | | | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Vw(KN) | Ve(KN) |
| 2 | A-B | 1,85 | 0 | 3,34 | 0,85 | 3,85 | - 6,03 |
| | B-C | 3,3 | 3,34 | 3,98 | 0,83 | 7,42 | - 6,18 |
| | C-D | 3,1 | 3,98 | 4,80 | 4,75 | 6,70 | -6,06 |
| | D-E | 3,05 | 4,80 | 0 | 3,83 | 6,28 | -9,43 |
| 4 | A-B | 3,3 | 0 | -6,22 | 4,25 | 6,92 | -10,08 |
| | B-C | 3,10 | -6,22 | 0 | 1,9 | 10,31 | -5,65 |

TabIII. 10 : les sollicitations à ELU,poutrelle type 2et4 (plancher courant)

| Moment sur travée | Les effort tranchants | type | travée | L(m) | Moment sur appuis | Moment sur travée | Les effort tranchants |
|-------------------|-----------------------|------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| | | | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Vw(KN) | Ve(KN) |
| 2 | A-B | 1,85 | 0 | 2,40 | 0,72 | 2,67 | -4,19 |
| | B-C | 3,3 | 2,40 | 2,87 | -3,80 | 5,45 | -4,72 |
| | C-D | 3,1 | 2,87 | 3,44 | 3,28 | 4,83 | -4,83 |
| | D-E | 3,05 | 3,44 | 0 | 6,21 | 4,53 | -6,79 |
| 4 | A-B | 3,30 | 0 | -5.70 | 3.93 | 6.06 | -9.52 |
| | B-C | 3,10 | -5.70 | 0 | 1.35 | -5.48 | 9.15 |

TabIII.11 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4 (plancher courant)

2- plancher terrasse accessible :

| | Type | travée | L(m) | Moment sur appuis | | Moment sur travée | Les effort tranchants | |
|-----|------|--------|------|-------------------|-----------|-------------------|-----------------------|--------|
| | | | | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Vw(KN) | Ve(KN) |
| ELU | 2 | A-B | 1,85 | 0 | 4,19 | 4,69 | 3,71 | -8,24 |
| | | B-C | 3,3 | 4,19 | 3,65 | 9,54 | 9,10 | -7,94 |
| | | C-D | 3,1 | 3,65 | 4,38 | 8,96 | 8,11 | -7,90 |
| | | D-E | 3,05 | 4,38 | 0 | 9,22 | 8,415 | -11,28 |
| | 4 | A-B | 3,3 | 0 | -7,81 | 5,32 | 8,29 | -13,05 |
| | | B-C | 3,10 | -7,81 | 0 | 3,92 | -7,50 | 12,53 |
| ELS | 2 | AB | 1.85 | 0 | 3,078 | 3,84 | 2,10 | -6,62 |
| | | BC | 3.3 | 3.078 | 4,99 | 7,99 | 5,64 | -6,05 |
| | | CD | 3.1 | 4,99 | 4.38 | 8.30 | 5,96 | -5,74 |
| | | DE | 3.05 | 4.38 | 0 | 6,28 | 5,76 | -8,63 |
| | 4 | AB | 3.3 | 0 | -5,70 | 3.93 | 6,06 | -9,52 |
| | | BC | 3.10 | -5,70 | 0 | 1,35 | -5,48 | 9,15 |

TabIII.12 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher terrasse accessible)

3 - Etage RDC :

| | Type | travée | L(m) | Moment sur appuis | | Moment sur travée | Les effort tranchants | |
|--|------|--------|------|-------------------|-----------|-------------------|-----------------------|--------|
| | | | | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Vw(KN) | Ve(KN) |
| | 2 | A-B | 1,85 | 0 | 3,96 | 3,50 | 4,06 | -7,26 |
| | | B-C | 3,3 | 3,96 | 4,734 | 9,65 | 5,16 | -10,99 |
| | | C-D | 3,1 | 4,734 | 5,682 | 9,88 | 3,795 | -11,39 |
| | | D-E | 3,05 | 5,682 | 0 | 9,10 | 7,8 | -10,87 |

| | | | | | | | | |
|-----|---|-----|------|-------|-------|------|-------|--------|
| ELU | 4 | A-B | 3,3 | 0 | 7,4 | 5,05 | 8,16 | -12,04 |
| | | B-C | 3,10 | 7,4 | 0 | 4,81 | 12,20 | -6,78 |
| ELS | 2 | AB | 1,85 | 0 | 2,88 | 2,47 | 2,40 | -5,60 |
| | | BC | 3,3 | 2,88 | 3,367 | 6,90 | 3,75 | -7,68 |
| | | CD | 3,1 | 3,367 | 4,04 | 7,03 | 2,79 | -7,95 |
| | | DE | 3,05 | 4,04 | 0 | 6,47 | 5,614 | -7,60 |
| | 4 | AB | 3,3 | 0 | 5,26 | 3,60 | 5,89 | -8,48 |
| | | BC | 3,10 | 5,26 | 0 | 1,61 | 8,77 | -4,73 |

TabIII. 13 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher RDC)

4-Sous Sol :

| | Type | travée | L(m) | Moment sur appuis | | Moment sur travée | Les effort tranchants | |
|-----|------|--------|------|-------------------|-----------|-------------------|-----------------------|--------|
| | | | | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Vw(KN) | Ve(KN) |
| ELU | 2 | A-B | 1,85 | 0 | 7,10 | 3,55 | 4,62 | - 8,51 |
| | | B-C | 3,3 | 7,10 | 5,49 | 12,50 | 11,49 | -7,25 |
| | | C-D | 3,1 | 5,49 | 6,59 | 11,54 | 8,76 | -8,84 |
| | | D-E | 3,05 | 6,59 | 0 | 10,67 | 13,31 | -8,33 |
| | 4 | A-B | 3,3 | 0 | 8,58 | 3,23 | 9,41 | -14,01 |
| | | B-C | 3,10 | 8,58 | 0 | 2,62 | 14,10 | -7,91 |
| ELS | 2 | AB | 1,85 | 0 | 3,24 | 4,60 | 3,42 | -5,84 |
| | | BC | 3,3 | 3,24 | 3,87 | 7,93 | 6,74 | -6,47 |
| | | CD | 3,1 | 3,87 | 4,65 | 8,08 | 6,30 | -6,12 |
| | | DE | 3,05 | 4,65 | 0 | 7,44 | 9,49 | -5,78 |
| | 4 | AB | 3,3 | 0 | 6,05 | 2,34 | 6,72 | -9,79 |
| | | BC | 3,10 | 6,05 | 0 | 1,85 | 10,03 | -5,48 |

TabIII. 14 : les sollicitations à ELS,poutrelle type 2et 4(plancher sous -sol)

III Calcul de ferrailage des nervures :

A- Calcul ELU :

Moment en travée : $M_{tmax} = 4,75 \text{ kN.m}$

Moment en appuis : $M_{a \max} = 4,80 \text{ KN .m}$

Effort tranchant maximum : $T_{u \max} = 7,42 \text{ kN.m}$

Pour le béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$

Pour le acier : FeE400

Fissuration non préjudiciable

Section en T : $b = 65\text{cm}$; $b_1 = 27,5\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$

$h_t = 20\text{cm}$; $h = 4\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$

$C = 2\text{cm}$. $d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 20 = 18\text{cm}$

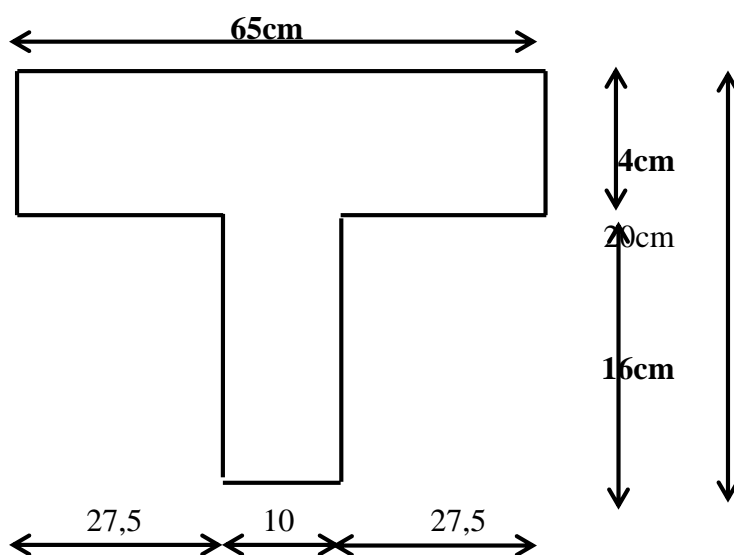


Fig.III.10 : Dimensions de la nervure

B .Calcul de section d'armature longitudinales

➤ Plancher courant :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple .

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_o \times f_{bu} \times (d - \frac{h_o}{2}) \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression ,donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_o$). Si non l'axe neutre passe par la nervure ,donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_o \times f_{bu} \times (d - \frac{h_o}{2})$$

- ✓ **M_{tu}** : le moment équilibre par la table de compression

$$M_{tu} = b \times h_o \times f_{bu} \times (d - \frac{h_o}{2}) = 650 \times 40 \times 14,17 \times 10^{-9} \times (180 - \frac{40}{2}) = 0,059 \text{MN.m}$$

- ✓ **M_u** = 0.00475 MN.m \leq **M_{btu}** = 0,059 MN .m

La section à étudier est une section rectangulaire $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple .

❖ **ferraillage En travée : $M_{tu} = 4,75 \text{ KN.m}$**

$$\checkmark \mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,75 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,17} = 0,016$$

$$\mu_{bu} = 0,016 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } \varepsilon = 10\text{‰} \Rightarrow F_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,392 \text{ pour FeE400}$$

$\mu_{bu} = 0,392 > \mu_{bu} = 0,030 \Rightarrow$ les armatures comprime ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,02$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,02) = 17,86 \text{ cm}^2$$

$$A_U = \frac{M_{tu}}{Z_b F_{ed}} = \frac{4,75 \times 10^6}{17,82 \times 10 \times 348} = 7,65 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

◆ **vérification Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{F_{t28}}{F_e} b d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 65 \times 18 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_U\} = \max \{0,076 ; 1,41\} \Rightarrow A_u = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 = 2,26 cm²

❖ **ferraillage sur appui : $M_{au} = 4,80 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{4,80 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,17} = 0,016$$

$$\mu_{bu} = 0,016 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } \varepsilon = 10\text{‰} \Rightarrow F_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,392 \text{ pour FeE400}$$

$\mu_{bu} = 0,392 > \mu_{bu} = 0,014 \Rightarrow$ les armatures comprime ne sont pas nécessaires $A' = 0$

Donc Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,02$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d(1 - 0,4(0,02)) = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_U = \frac{M_{tu}}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{4,80 \times 10^6}{17,87 \times 10 \times 348} = 76,60 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

♦ **vérification Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{F_{t28}}{F_e} b d = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_U\} = \max \{1,41 ; 0,67\} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 = 2,26 cm²

| | Mu (KN .m) | μbu | α | Zu (cm) | Au min (cm ²) | Au Calculée (cm ²) | Au max (cm ²) | Auadopté (cm ²) |
|--------|---------------|----------|----------|------------|---------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| travée | 4,75 | 0,016 | 0,02 | 17,82 | 1,41 | 0,77 | 1,41 | 2HA12 =2,26 |
| Appuis | 4,80 | 0,016 | 0,02 | 17,82 | 1,41 | 0,77 | 1,41 | 2HA12 =2,26 |

TabIII .15 : ferrailage des nervures

♦ **Armature transversale :**

$$\vartheta_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} , \frac{b_0}{10} , \vartheta_{t \min} \right\} \Rightarrow \dots\dots\dots(5)$$

$$\vartheta_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} , \frac{4}{10} , 1,2 \right\} \Rightarrow \vartheta_t \leq 6 \text{ mm}$$

$$\vartheta_t = 6 \text{ mm} \text{ en prend : } 2 \vartheta_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

♦ **L'espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min (0,9 d= 18 ; 40 \text{ cm}) \dots\dots\dots (3)$$

On prend St = 18 cm.

III 4.8 Vérification de l'effort tranchant :

$$r_u = \frac{V_U}{bd} < t_u = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{t28}}{Y_b} = 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{7,42 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,063 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

♦ Vérification à l'E.L.S :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 50,85y - 915,3 = 0$$

$$Y = 3,81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100(3,81)^3}{3} + 15(3,81)(18 - 3,81)^2$$

$$I = 12082,50 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

➤ Contrainte admissible de béton :

$$\sigma_{bs} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

➤ Contrainte admissible d'acier tendu :

$$= 400 \text{ Mpa} > \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \quad \sigma_s$$

| | y(cm) | I(cm ⁴) | σ_b (Mpa) | σ_s (Mpa) |
|--------|-------|---------------------|------------------|------------------|
| Travée | 3,81 | 12082,50 | 19,58 | 109,40 |
| appui | 3,81 | 12082,50 | 10,85 | 60,60 |

TabIII.16 : Vérification des contraintes

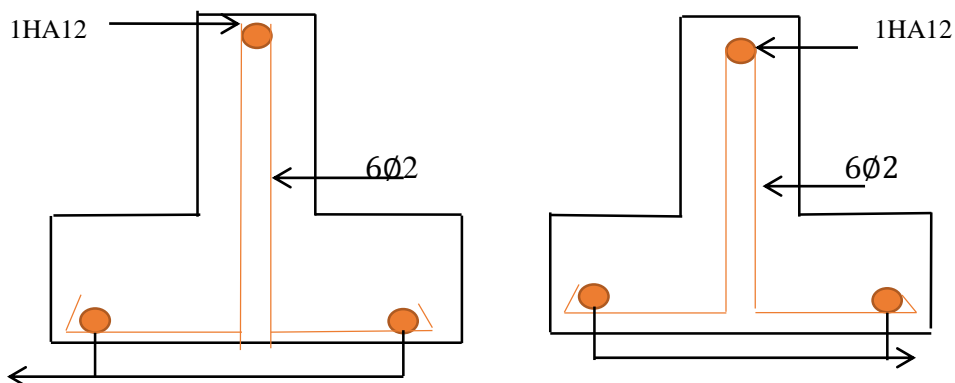


Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de nervure

III 4 .9 Ferrailage de la dalle de compression (6) :

La dalle de compression a une épaisseur de **4 cm** armée par un treillis soudés de diamètre **Ø 5mm**, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$A < L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{F_e} = 4 \times \frac{65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on adopte un treillis soudé de Ø5, de mailles (15x15) cm²

Chapitre 04 :

Etude

des éléments

structuraux

1 .Introduction :

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles .

I.1 terme de calcul des charge horizontales :

Les charges horizontales sont dues au séisme et au vent

Séisme :

Les séisme ou tremblement de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorise les populations qui vivent dans certaines zones du globe .

Les différentes méthode de calcul :

Le calcul des force sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente .
- ✓ Méthode statique modale spectrale .
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

1-Méthode statique équivalente :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans la plan horizontal les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur . dans le cas général , ces deus directions sont les axes principaux de plan horizontal de la structure..

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique total V appliquée à la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone , donne par le tableau 4-1 (1)

la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Zone II-a ; Groupe 2 $\rightarrow A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen , fonction de la catégorie de site , du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T) .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- Donnée par le tableau 4.7 page 48 ; S 3 (si 2 meuble) $\rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

-d'après la formule 4,3 page $\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \varepsilon} \geq 0.7$

ε : pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif , du type de structure et de l'importance des remplissages ε est donne par le tableau 4.2 page 38 nous avons une structure mixte (portique et voile) avec un remplissages dense ,donc

$$\varepsilon = 10\% \quad \rightarrow \quad \eta = 0.76 \geq 0.7 \dots\dots\dots\text{verifiée}$$

T : périodes de la structure $= \frac{0.09 \times hn}{\sqrt{L}}$ (portique autre stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie) .

Avec :

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$L_x = 25.70 \text{ m} \quad L_y = 18.41 \text{ m} \quad hn = 18.36 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{25.70}} = 0.32 \text{ s} \quad T_x \leq T_2$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{18.80}} = 0.38 \text{ s} \quad T_y \leq T_2$$

$$D_x = 2,5 \times 0,76 = 1,9 \text{ m} \quad D_y = 2,5 \times 0,76 = 1,9 \text{ m}$$

Q : facteur de qualité , en fonction de :

- la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation .
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminer par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le

1-Condition minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 version 2003 page 42 , chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

2-Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3 - Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan. (3)

$$\Rightarrow \text{vérifier } P_q = 0$$

4 - Régularité en élévation

La structure est classée régulière en plan. (4)

5. Contrôle de la qualité des matériaux:

Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

on suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiments ne sont pas contrôlés donc : $p_q=0.05$.

6-contrôle de la qualité de l'exécution :

on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

$$\Sigma p_{q61} = 0.15 \quad ; \quad Q = 1.15$$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur le matériaux.

R : coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de R est donnée par tableau 4.3 (5) en fonction de système de contreventement

Dans notre structure on a système de contreventement mixte (portique –voile) en béton armé avec justification de l'interaction ,

| | Poteaux | | |
|-------|------------------|---------|----------------|
| | effort tranchant | | effort normale |
| Etage | FX [kN] | Fy [kN] | FZ [kN] |
| 1 | 859,67 | 642,78 | -17580,38 |
| 2 | 1010,55 | 687,39 | -13652,59 |
| 3 | 1047,71 | 696,85 | -9970,3 |
| 4 | 970,16 | 626,8 | -6326,16 |
| 5 | 929,37 | 613,62 | -2716,82 |

Tab IV.02 : effort total de poteau

| | voile de contreventement | | |
|-------|--------------------------|---------|----------------|
| | effort tranchant | | effort normale |
| Etage | FX [kN] | Fy [kN] | FZ [kN] |
| 1 | 1634,31 | 1847,9 | -15307,16 |
| 2 | 1201,32 | 1515,82 | -9197,25 |
| 3 | 817,58 | 1162,75 | -6884,63 |
| 4 | 429,16 | 781 | -4533,88 |
| 5 | -183,15 | 149,86 | -2148,31 |

Tab IV.03 : effort total de voile

| | Poteau | Voile | Total |
|----|--------|---------|-----------------|
| Vx | 859,67 | 1634,31 | -2397,51 |
| Vy | 642,78 | 1847,9 | 2490,68 |

Tab IV.04 : effort total de poteau et voile

Le pourcentage de poteaux : 35,85 %

Le pourcentage de voile : 68,16 %

Donc : on prend $R = 4$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donné par le tableau 4.5.(2) $\Rightarrow \beta = 0,2$

A partir du logiciel Robot 2010 le poids total de la structure est

$$W = 30877,4 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_x = 2334,33 \text{ KN}$$

$$80\% V = 1867,464 \text{ KN}$$

Vérification de la résultante des forces sismique : (6)

$$V \text{ dynamique} \geq 80\% V \text{ statique}$$

L'effort tranchant à base obtenue par méthode dynamique suivant le sens X :

$$\checkmark V \text{ dynamique } x_x = 2397,51 \text{ KN}$$

$$\checkmark V \text{ statique } x_x = 1867,464 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique } x \geq 0.8 V \text{ statique} \quad \text{C.V}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens y :

$$\checkmark V \text{ dynamique } y_y = 2376,57 \text{ KN}$$

$$\checkmark V \text{ statique } y_y = 1867,464 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique } y \geq 0.8 V \text{ statique} \quad Y=C.V$$

Vérification de pourcentage des modes (dynamique //statique)

Estimation de la périodes fondamentale

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (7) .

Hautre total du bâtiment mesurée à partir de la base (m)=15.36m

$$\text{Longueur totale du bâtiment} \quad L_x(m)=27.50$$

$$\text{Largeur totale de bâtiment} \quad L_y(m)=18.80 \text{ m}$$

$$\text{Déplacement horizontale au sommet du bâtiment (m)} \quad \delta = 0.008$$

$$T_1 = 0,50 \text{ S}$$

$$T_x = 0,32 \text{ S}$$

$$T_y = 0,38 \text{ S}$$

$$\text{Ou : } T \text{ dynamique} \leq 1,30 T \text{ statique} \quad 1,27 \quad \text{oui}$$

a -Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Chapitre 04 : Etude des élément structuraux

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

$$\mathbf{V} = \mathbf{F}_t + \Sigma \mathbf{F}_i$$

F_t : a force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV \dots (8)$

On : $T_x = 0,32s \leq 0,7 s$ $F_t = 0$

$T_y = 0,38s \leq 0,7s$ $F_t = 0$ $F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} F_t = 0$ $F_i = \frac{v W_i h_i}{\Sigma W_i h_i}$

Tab IV. 05: Distribution de la résultante des forces sismiques

| Niveau | Vx(KN) | VY(KN) | hi (m) | Wi (poids) kN | Wi×hi | Fx(KN.) | Fy(KN.) |
|----------|--------|--------|--------|---------------|----------|---------|---------|
| 1 | 2543,1 | 2539,8 | 3,06 | 2470,84 | 7560,77 | 222,3 | 222,0 |
| 2 | 2255,5 | 2246,7 | 6,12 | 1842,30 | 11274,88 | 331,5 | 331,1 |
| 3 | 1902,1 | 1896,3 | 9,18 | 1842,3 | 16912,31 | 447,3 | 496,6 |
| 4 | 1426,9 | 1435,6 | 12,24 | 1842,3 | 22549,75 | 663,0 | 662,2 |
| 5 | 760,9 | 778,5 | 15,30 | 1842,3 | 28187,19 | 828,8 | 827,7 |
| Σ | | | | 3087,74 | 86484,90 | 2543,1 | 2539,8 |

IV.1.2 : caractéristique géométrique de la structure :

| Diaphragme | Centre de masse | | Contre de torsion | |
|------------|-----------------|---------|-------------------|---------|
| | Xcm (m) | Ycm (m) | Xct (m) | Yct (m) |
| 1 | 13,76 | 9,30 | 12,85 | 9,25 |
| 2 | 12,85 | 9,06 | 12,85 | 9,25 |
| 3 | 12,85 | 9,06 | 12,85 | 9,25 |
| 4 | 12,85 | 9,06 | 12,85 | 9,25 |
| 5 | 12,85 | 9,16 | 12,85 | 9,25 |

Tab.IV.06 : Centre de masse et de torsion de chaque étage.

IV.1.3 calcul de l'excentricité théorique et accidentelle

l'excentricité théorique : la distance entre le centre de masse de torision

$$ex\ t = X_{cm} - X_{ct}$$

$$ey\ t = Y_{cm} - Y_{ct}$$

l'excentricité accidentelle : d'après le (9)

$$e_x\ a = 0.05\ L_x \quad \text{avec} \quad L_x = 25.70\ m \quad \Rightarrow \quad e_x = 1,28\ m$$

$$e_y\ a = 0.05\ L_y \quad \text{avec} \quad L_y = 18.80m \quad \Rightarrow \quad e_y = 0,94\ m$$

| Diaphragme | l'excentricité théorique | | l'excentricité accidentelle | |
|------------|--------------------------|----------|-----------------------------|----------|
| | ex t (m) | ey t (m) | ec a (m) | ec a (m) |
| 1 | 0,94 | 0,05 | 1,28 | 0,94 |
| 2 | 0 | 0,19 | 1,28 | 0,94 |
| 3 | 0 | 0,19 | 1,28 | 0,94 |
| 4 | 0 | 0,19 | 1,28 | 0,94 |
| 5 | 0 | 0,19 | 1,28 | 0,94 |
| 6 | 0 | 0,09 | 1,28 | 0,94 |

Tab.IV.07 : Caractéristiques dynamiques de la structure

1.7 Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation

doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins

à 90 % de la masse totale de la structure

| Mode | Fréquence | Période(s) | Masse cumulée (%) | | (%) Masse modale | |
|------|-----------|------------|-------------------|-------|------------------|-------|
| | | | Ux | Uy | Ux | Uy |
| 1 | 2.01 | 0.50 | 72.13 | 0.00 | 72.13 | 0.00 |
| 2 | 2.30 | 0.44 | 72.13 | 71.58 | 0.00 | 71.58 |
| 3 | 2.30 | 0.44 | 72.44 | 71.58 | 0.31 | 0.00 |
| 4 | 8.21 | 0.12 | 89.84 | 71.58 | 17.40 | 0.00 |
| 5 | 9.13 | 0.11 | 89.96 | 71.58 | 0.12 | 0.00 |
| 6 | 9.80 | 0.10 | 89.96 | 89.51 | 0.00 | 17.94 |
| 7 | 13.36 | 0.08 | 89.96 | 89.51 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 13.43 | 0.08 | 89.96 | 89.51 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 14.07 | 0.07 | 89.96 | 89.51 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 14.12 | 0.07 | 89.96 | 89.52 | 0.00 | 0.01 |
| 11 | 14.39 | 0.07 | 89.96 | 89.52 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 14.46 | 0.07 | 89.96 | 89.53 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 14.48 | 0.07 | 89.96 | 89.53 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 14.53 | 0.07 | 89.96 | 89.53 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 14.81 | 0.07 | 89.96 | 89.53 | 0.00 | 0.00 |

TabIV.08 : Résultat de nombre des modes à considérer

IV.1.8 Vérification réglementaire :

IV.1.8.1 Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage

Sollicité par des efforts d'origine sismique, il faut vérifier la condition suivante

$$\Sigma W_k b_i \geq \Sigma F_k h_k$$

Avec :

W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) : $W_k = W_{kg} + 0,2 W_{kq}$

W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes

W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation

B_i : Centre de gravité de la structure

F_k : La somme des forces sismiques à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage K

Sens X-X

| | | | | | Mr(KN.m) | Ms(KN.m) | |
|--------|-------|------------|---------|-------|----------|----------|--------------|
| Niveau | Fx | hk (KN) | Wk (kN) | bi | Wk× bi | Fx× hk | Verification |
| 1 | 222,3 | 3,06 | 3087,74 | 13,76 | 42487,30 | 680,24 | OK |
| 2 | 331,5 | 6,12 | 3087,74 | 12,85 | 39677,45 | 2028,78 | OK |
| 3 | 447,3 | 9,18 | 3087,74 | 12,85 | 39677,45 | 4106,21 | OK |
| 4 | 663,0 | 12,24 | 3087,74 | 12,85 | 39677,45 | 8115,12 | OK |
| 5 | 828,8 | 15,30 | 3087,74 | 12,85 | 39677,45 | 12680,64 | OK |

TabIV.09 : Vérification de la stabilité au renversement (X-X)

Sens Y-Y

| | | | | | Mr(KN.m) | Ms(KN.m) | |
|--------|-------|---------|---------|------|----------|----------|--------------|
| Niveau | Fy | hk (Kn) | Wk (kN) | bi | Wk× bi | Fx × hk | Verification |
| 1 | 222,0 | 3,06 | 3087,74 | 9,30 | 28715,98 | 679,32 | OK |
| 2 | 331,1 | 6,12 | 3087,74 | 9,06 | 27974,92 | 2026,33 | OK |
| 3 | 496,6 | 9,18 | 3087,74 | 9,06 | 27974,92 | 4558,788 | OK |
| 4 | 662,2 | 12,24 | 3087,74 | 9,06 | 27974,92 | 8105,32 | OK |
| 5 | 827,7 | 15,30 | 3087,74 | 9,16 | 28067,55 | 12663,81 | OK |

TabIV.10 : Vérification de la stabilité au renversement (Y-Y)

IV .19 Vérification effets P-Δ (10)

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

$$\leq$$

$$0,10$$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

$$\sum_{n=1}^n = (Wg_i + \beta Wq_i)$$

V_k : Effort tranchant d'étage un niveau 'k'

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens X-X :

| Niveau | Δ _k (cm) | h _k (cm) | 1%h | (kN)P _k | V(kN) | θ _K | vérification |
|--------|---------------------|---------------------|-------|--------------------|---------|----------------|--------------|
| 1 | 0,8 | 306 | 3,06 | 7922,75 | 2493,98 | 0,0083 | OK |
| 2 | 0,7 | 612 | 6,12 | 5543,14 | 2211,87 | 0,0029 | OK |
| 3 | 0,8 | 918 | 9,18 | 5543,14 | 1865,29 | 0,0026 | OK |
| 4 | 0,7 | 122,4 | 12,24 | 5543,14 | 1399,32 | 0,0023 | OK |
| 5 | 0,7 | 153 | 15,30 | 4786,88 | 746,22 | 0,0029 | OK |

Tab IV.11 : Vérification Effets P-Δ (X-X)

Sens Y-Y :

| Niveau | $\Delta_k(cm)$ | $h_k(cm)$ | 1%h | (kN) P_k | V(kN) | θ_K | vérification |
|--------|----------------|-----------|-------|------------|---------|------------|--------------|
| 1 | 0,6 | 306 | 3,06 | 7922,75 | 2490,69 | 0,0062 | OK |
| 2 | 0,5 | 612 | 6,12 | 5543,14 | 2203,21 | 0,0020 | OK |
| 3 | 0,6 | 918 | 9,18 | 5543,14 | 1859,60 | 0,0020 | OK |
| 4 | 0,6 | 122,4 | 12,24 | 5543,14 | 1407,80 | 0,0020 | OK |
| 5 | 0,6 | 153 | 15,30 | 4786,88 | 763,48 | 0,0025 | OK |

Tab IV.12: Vérification Effets P- Δ (Y-Y)

IV-1.10 Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99... (11).l'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton .

La formule utilisée réduit est la suivant : $V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$

V : Effort normal réduit .

N_d : effort normal de compression maximum .

B_c : section brute de l'élément .

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

| Niveau | Section pré-dimensionne | Section finale | $N_d(KN)$ | $B_c (m^2)$ | f_{c28} | V | Remarque |
|-----------------|-------------------------|----------------|-----------|-------------|-----------|------|----------|
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 1298,03 | 0,2025 | 25 | 0,25 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 1149,30 | 0,2025 | 25 | 0,22 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 1061,11 | 0,2025 | 25 | 0,20 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 1048,08 | 0,2025 | 25 | 0,20 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 912,02 | 0,2025 | 25 | 0,18 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 728,00 | 0,2025 | 25 | 0,14 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 592,91 | 0,2025 | 25 | 0,11 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 662,54 | 0,2025 | 25 | 0,13 | OK |
| 1 ^{er} | 40×40 | 45×45 | 607,01 | 0,2025 | 25 | 0,12 | OK |

Tab IV. 13: Vérification de l'effort normal réduit

IV .2 Ferrailage des éléments structuraux

IV.2.1 les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action à considérer pour le ferrailage des éléments structuraux sont en fonction du type des sollicitations. Nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

$$\text{Accidentels} : G+Q \pm E$$

$$\text{Accidentels} : 0.8G \pm E$$

IV .2.2 les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants . le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables ,en considérant la fissuration comme étant peu nuisible .

la section d'armature sera obtenue de $A = \max (A_u, A_{c.N.F}, A_{RPA})$

IV .2.2.1 : recommandation du RPA 99version 2003

A-Armature longitudinales : (12)

- le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute largeur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre : $(0.005 \times b \times h)$.

- le pourcentage maximum des aciers longitudinaux sur toute largeur de la poutre est de 4% de la section de la poutre : $0.04 \times b \times h$ en zone courante ,et 6 % $(0.06 \times b \times h)$ en zone de recouvrement .

-la largeur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II-a.

B-Armatures transversales :

- Choix de ϕ_t : $\phi_t \leq \min \{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \}$

-l'espacement : (13)

$St \leq \min \{ \frac{h}{4}, 12\phi_{lmin} \}$ (en zone nodale.

$ST \leq \frac{h}{2}$ (en dehors la zone nodale).

$$At = 0.003St b$$

A-Ferraillage des poutres principales :

a-poutre principale :

- **Sollicitations de calcul :**

| | En Appuis | | | En Travée | | |
|------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | M _{ELU} (KN.m) | M _{ELS} (KN.m) | M _{acc} (KN.m) | M _{ELU} (KN.m) | M _{ELS} (KN.m) | M _{acc} (KN.m) |
| M _{max} | -90,02 | -65,71 | -87,13 73,57 | 50,13 | 36,59 | -43,56 36,78 |

Tab IV.14 : Sollicitations des poutres principales

- **Armatures longitudinal :**

a- **BAEL 91** : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d$

b- **RPA** : $A_{min} = 0,5 \% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre

- **Récapitulatif :**

| | A _{min} | | Armature calculée | |
|------------------|------------------|-------------|--------------------|---------------------|
| | BAEL 91 | RPA | At Armature tendue | À Armature comprime |
| En Appuis | 1,47 | 6,75 | 4,5 | 6,5 |
| En Travée | 1,47 | 6,75 | 3,5 | 2,6 |

Tab IV. 15 : Sollicitations des poutres principales

- **Choix des armatures :**

$$A = \max (A_u, A_{c.N.F}, A_{RPA}) = \max(1,47 ; 4,5 ; 6,75)$$

✓ **En Appuis** : 6HA12+3HA14 $A_{adopte}=11,40cm^2$

✓ **En Travée** : 3HA12+3HA14 $A_{adopte}=8,01cm^2$

a-poutre principale

| niveau | En Appuis | | | En Travée | | |
|--------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|
| | MELU (KN.m) | MELS (KN.m) | M acc (KN.m) | MELU (KN.m) | MELS (KN.m) | M acc (KN.m) |
| Base | -72,14 | -52,30 | -64,20 | 36,91 | 26,77 | 25,03 |
| 1 | -90,05 | -65,71 | -82,41 | 50,08 | 36,59 | 39,3 |
| 2 | -87,79 | -64,00 | -96,01 | 47,00 | 34,28 | 46,08 |
| 3 | -89,19 | -65,05 | -98,88 | 55,30 | 40,35 | 47,53 |
| 4 | -90,79 | -66,22 | -95,03 | 62,73 | 45,81 | 45,58 |
| 5 | -81,06 | -59,30 | -83,48 | 46,22 | 33,76 | 40,08 |

Tab IV.16 : Sollicitations des poutres principales

B-Ferraillage des poutres secondaire :

b- poutre secondaire :

- **Sollicitations de calcul**

| | En Appuis | | | En Travée | | |
|------------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | MELU (KN.m) | MELS (KN.m) | Macc (KN.m) | MELU (KN.m) | MELS (KN.m) | Macc (KN.m) |
| M _{max} | -69,65 | -50,81 | -98,19 95,05 | 62,78 | 45,81 | 49,09 47,52 |

Tab IV.17 : Sollicitations des poutres secondaire

b-poutre secondaire :

| niveau | En Appuis | | | En Travée | | |
|--------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| | MELU (KN.m) | MELS (KN.m) | M acc (KN.m) | M ELU (KN.m) | MELS (KN.m) | M acc (KN.m) |
| Base | -72,20 | -52,28 | -64,26 | 36,98 | 26,78 | 25,06 |
| 1 | -90,06 | -65,72 | -82,40 | 50,12 | 36,59 | 39,28 |
| 2 | -88,09 | -64,05 | -96,04 | 46,98 | 34,34 | 46,02 |
| 3 | -89,17 | -65,04 | -98,88 | 55,32 | 40,32 | 47,52 |
| 4 | -61,41 | -66,31 | -95,06 | 62,78 | 45,81 | 45,61 |
| 5 | -81,13 | -59,35 | -83,48 | 46,20 | 33,75 | 41,74 |

TabIV.18 : Sollicitations des poutres secondaires

IV.2.2.2 Ferrailage :

IV.2.1 Armatures longitudinal :

- **En travée :** suivant la combinaison **ELU**
- **En appui :** suivant la combinaison **(G+Q±E)**

a-poutre principale :

Tab IV.19 : Ferrailage longitudinal des poutre principales

| N | M _{travée} (KN.m) | M _{appuis} (KN.m) | A _t (cm ²) | A _a (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | choix | A _t Adopte (cm ²) | choix | A _a Adopte (cm ²) |
|------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--|--|-------|--|--------------------------------|--|
| Base | 26,77 | -52,30 | 2,6 | 5,1 | 1,47 | 6,75 | 3HA12 | 3,39 | 3HA12 (filant) 2HA12 (chap) | 5,65 |
| 1 | 36,59 | -65,71 | 3,5 | 6,5 | 1,47 | 6,75 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12 (filant) 3HA12 (chap) | 6,79 |
| 2 | 34,28 | -64,00 | 3,3 | 6,3 | 1,47 | 6,75 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12 (filant) 3HA12 (chap) | 6,79 |
| 3 | 40,35 | -65,05 | 3,9 | 6,4 | 1,47 | 6,75 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12 (filant) 3HA12 (chap) | 6,79 |
| 4 | 45,81 | -66,22 | 4,4 | 6,6 | 1,47 | 6,75 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12(filant) 3HA12(chap) | 6,79 |
| 5 | 4,71 | -8,51 | 3,2 | 5,8 | 1,47 | 6,75 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12(filant) 3HA12 (chap) | 6,79 |

b -poutre secondaire :

| N | M _{trav} (KN.m) | M _{appuis} (KN.m) | A _{trav} (cm ²) | A _a (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | choix | A _t (cm ²) adopte | choix | A _a (cm ²) adopte |
|---|-----------------------------|-------------------------------|---|--------------------------------------|--|--|-------|--|------------------------------|---|
| B | 26,78 | -52,28 | 2,9 | 5,9 | 1,30 | 6 | 3HA12 | 3,39 | 3HA12 filante +3HA12 chap | 6,79 |
| 1 | 36,59 | -65,727 | 4 | 7,5 | 1,30 | 6 | 3HA14 | 4,62 | 3HA14filante+ 2HA14chap | 7,70 |
| 2 | 34,34 | -64,05 | 3,8 | 7,3 | 1,30 | 6 | 3HA14 | 4,62 | 3HA14filante 2HA14chap | 7,70 |

| | | | | | | | | | | |
|---|-------|--------|-----|-----|------|---|-----------------|------|--------------------------------|------|
| 3 | 40,32 | -65,04 | 4,5 | 7,4 | 1,30 | 6 | 3HA14 | 4,62 | 3HA14 filante+ 2HA14chap | 9,24 |
| 4 | 45,81 | -66,31 | 5,1 | 6,8 | 1,30 | 6 | 3HA12+ 2HA12 | 5,65 | 3HA14 Filante+ 2HA12chap | 6,88 |
| 5 | 33,75 | -59,35 | 3,7 | 6,7 | 1,30 | 6 | 3HA14 | 4,62 | 3HA12flante+ 3HA12chap | 6,79 |

Tab IV .20 : Ferrailage longitudinal des poutre secondaire

IV.2.2.2 Armatures transversale :

- Choix de \emptyset_t : $\emptyset_t \leq \min \{ \emptyset_I, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \}$

-l'espacement (13)

$$St \leq \min \{ \frac{h}{4}, 12\emptyset_{Imin} \} (\text{en zone nodale}).$$

$$ST \leq \frac{h}{2} (\text{en dehors la zone nodale}).$$

$$At = 0.003 \times St \times b$$

Tab IV.21: Ferrailage transversale des poutres

| Poutre (cm) | \emptyset_{Imin} (cm) | \emptyset_t (cm) | Zone nodale | | En dehors la zone nodale | |
|----------------|----------------------------|-----------------------|-------------|----------------------|--------------------------|----------------------|
| | | | St(cm) | At(cm ²) | St(cm) | At(cm ²) |
| 30×40 | 12 | 1,2 | 10 | 0,9 | 20 | 1,8 |
| 30×40 | 12 | 1,2 | 10 | 0,9 | 20 | 1,8 |

IV 2.3 Vérification de L'effort tranchant :?

$$\leq \tau_u = \min \{ 0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa, 5MPa \} \tau = \frac{Vu}{bd}$$

IV 2.2.4 Verification à L'ELS:

✓ **Verification des constraints :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \sigma_b = 0.5F_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - Y) = 400MPa (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{bY^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0$$

✓ Verifications des conditions de calcul de fleche: (14)

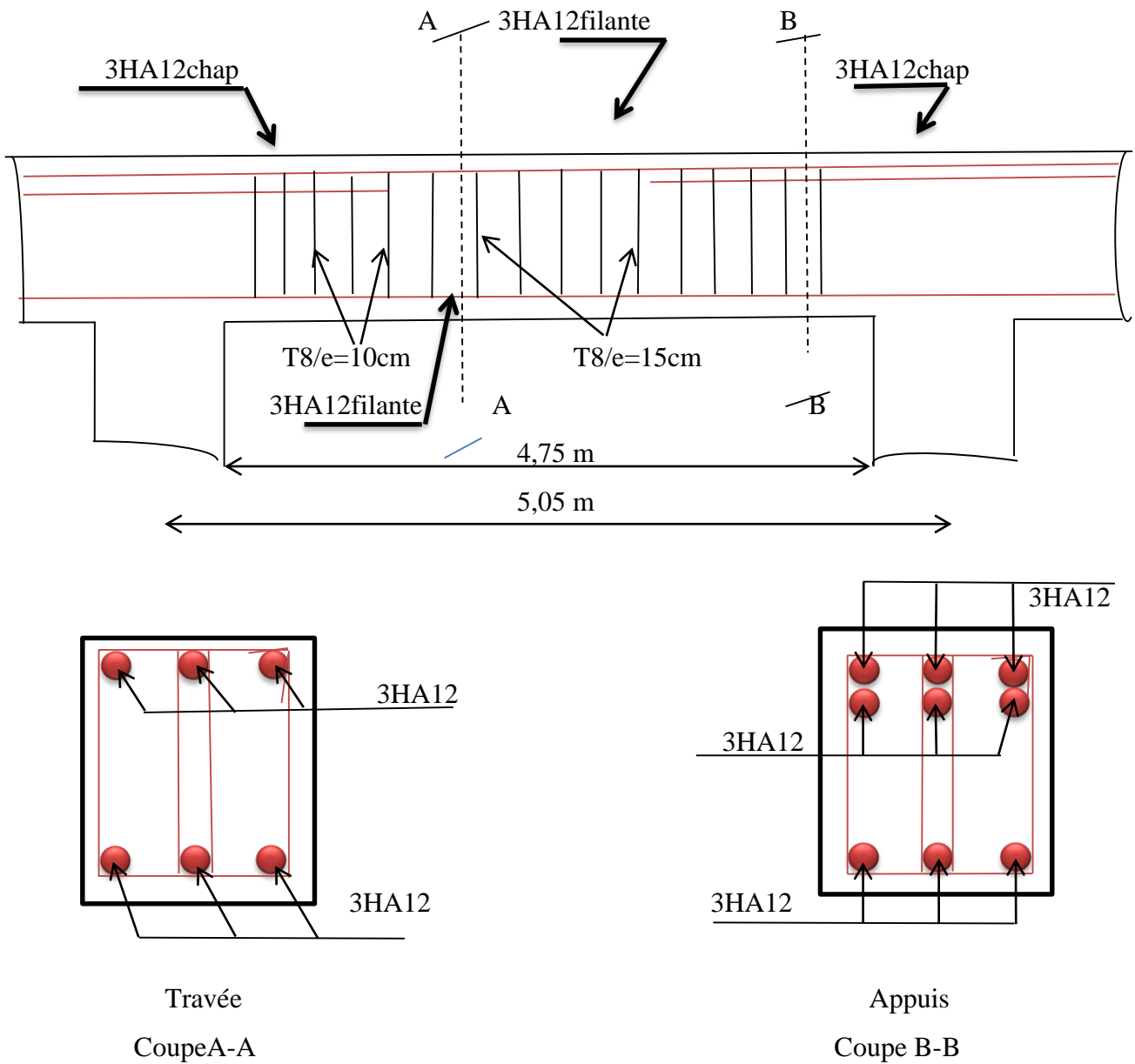
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo} \quad , \quad \frac{A}{dbo} \geq \frac{4.2}{fe}$$

| Niveau | Mt _{ser} (KN.m) | Ma _{ser} (KN.m) | σ _{bc t} (MPa) | σ _{s t} (MPa) | σ _{bc a} (MPa) | σ _{s a} (MPa) | Vu (KN) | τu (MPa) | f (mm) |
|--------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|------------|-------------|-----------|
| Base | 26,77 | -52,30 | 3,34 | 205,04 | 3,83 | 241,35 | 29,52 | 0,27 | C.V |
| 1 | 36,59 | -65,71 | 2,80 | 207,21 | 4,28 | 256,08 | 52,80 | 0,46 | C.V |
| 2 | 34,28 | -64,00 | 2,63 | 194,13 | 4,17 | 249,41 | 46,60 | 0,43 | C.V |
| 3 | 40,35 | -65,05 | 3,09 | 228,50 | 4,24 | 253,50 | 46,82 | 0,43 | C.V |
| 4 | 45,81 | -66,22 | 3,51 | 259,42 | 4,31 | 258,06 | 46,70 | 0,43 | C.V |
| 5 | 33,76 | -59,30 | 2,58 | 191,18 | 3,86 | 231,10 | 30,75 | 0,28 | C.V |

Tab IV.20 : Vérification des contraintes à L'ELS des poutres principales

| Niveau | Mt _{ser} (KN.m) | Ma _{ser} (KN.m) | σ _{bc t} (MPa) | σ _{s t} (MPa) | σ _{bc a} (MPa) | σ _{s a} (MPa) | Vu (KN) | τu (MPa) | f (mm) |
|--------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|------------|-------------|-----------|
| Base | 26,78 | -52,28 | 2,83 | 231,38 | 4,11 | 230,04 | 7,39 | 0,08 | C.V |
| 1 | 36,59 | -65,727 | 3,40 | 233,42 | 4,93 | 255,98 | 6,80 | 0,07 | C.V |
| 2 | 34,34 | -64,05 | 3,16 | 219,52 | 4,79 | 246,61 | 24,74 | 0,26 | C.V |
| 3 | 40,32 | -65,04 | 3,72 | 257,75 | 4,52 | 212,65 | 25,85 | 0,27 | C.V |
| 4 | 45,81 | -66,31 | 4,87 | 211,39 | 5,18 | 288,13 | 26,79 | 0,28 | C.V |
| 5 | 33,75 | -59,35 | 3,11 | 215,75 | 4,67 | 261,15 | 15,42 | 0,16 | C.V |

Tab IV.22: Vérification des contraintes à L'ELS des poutres secondaires



FigIV.2 : Schéma Ferrailage des poutres principale

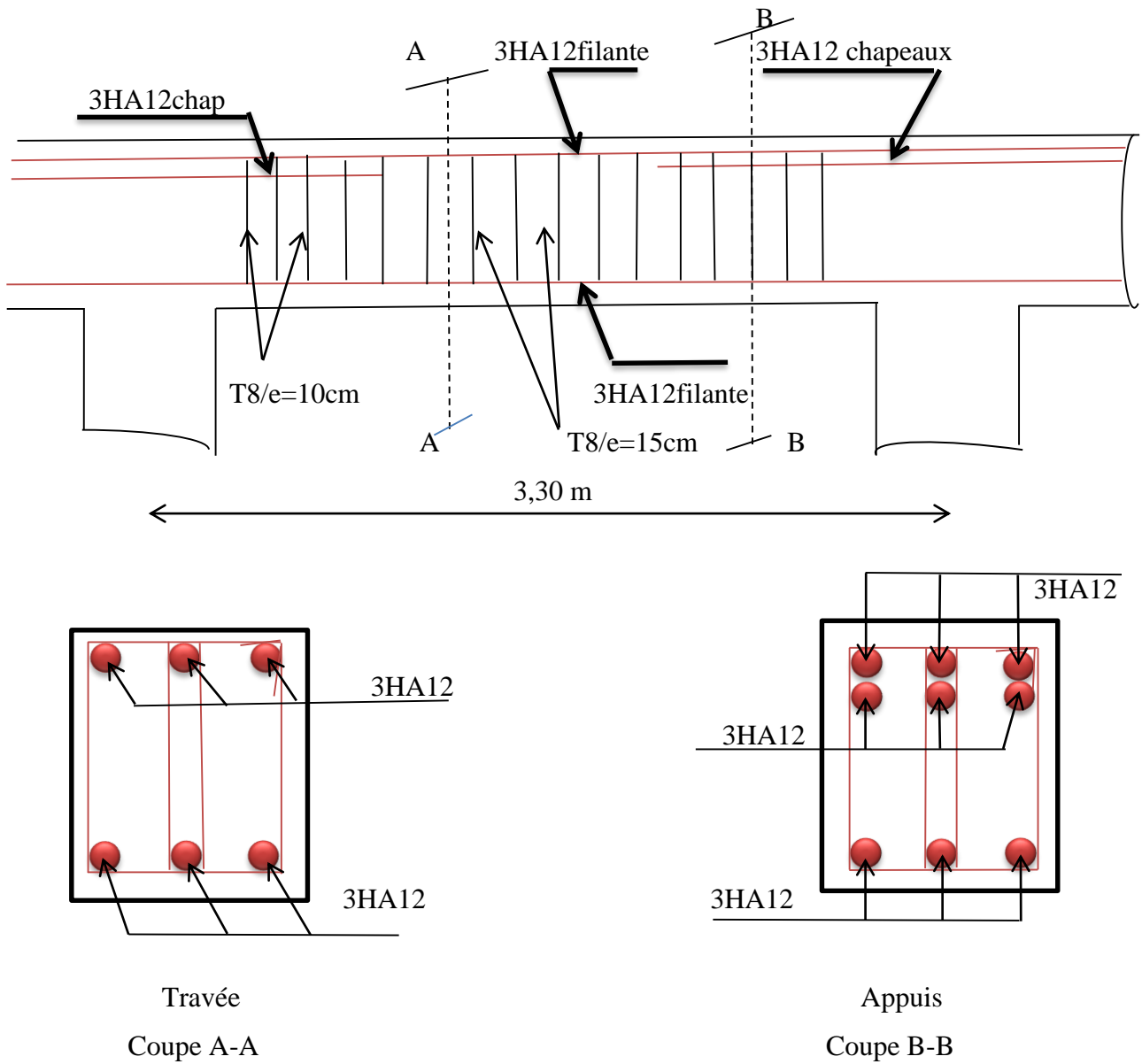


Fig IV.3 : Schéma Ferrailage des poutres secondaire

IV.2.3 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissants dans les deux sens. Le ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration dans peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, A_{cal}, A_{min \text{ RPA}})$

Avec :

Au : section d'armature calculé en flexion composée.

➤ **Ferrailage longitudinale :**

D'après le RPA99 version 2003 (15), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est : 0.8% ($A_{S_{min}} = 0.008 b.h$)
- leur pourcentage maximal est :
 - en zone courante 4%
 - en zone de recouvrement 6%
- le diamètre minimum est de 12mm
- la longueur minimale de recouvrement $l_r = 40\phi$ en zone II-a
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II-a

| Poteau | $A_{min \text{ RPA}}$ (cm^2) | $A_{max}(cm^2)$ | |
|--------|-------------------------------------|------------------|-------------------------|
| | | en zone courante | en zone de recouvrement |
| 45×45 | 16,20 | 8,1 | 12,15 |
| 40×40 | 12,8 | 6,4 | 9,6 |
| 35×35 | 9,8 | 4,9 | 7,35 |
| 30×30 | 7,2 | 3,6 | 5,4 |

Tab IV.23 : Pourcentage minimal du RPA99 de l'armature longitudinale

| Poteau | Sollicitation | N(KN) | M(KN) | Acal | Amin RPA(cm ²) | A adopte | choix |
|--------|---------------|---------|--------|------|-------------------------------|----------|------------------|
| 45×45 | ELU | 1298,02 | 29,01 | 3,6 | 16,2 | 18,72 | 4HA20+4HA14 |
| | G+Q+E | 1231,87 | 30,30 | | | | |
| | 0,8G+E | 1137,99 | 28,54 | | | | |
| 40×40 | ELU | 1104,49 | 36,52 | 3,2 | 12,8 | 14,20 | 4HA16+4HA14 |
| | G+Q+E | 869,11 | 55,54 | | | | |
| | 0,8G+E | 790,51 | 46,93 | | | | |
| 35×35 | ELU | 870,04 | 44,66 | 2,8 | 9,8 | 10,68 | 4 HA 14+ 4 HA 12 |
| | G+Q+E | 638,04 | 68,37 | | | | |
| | 0,8G+E | 499,26 | 58,606 | | | | |
| 30×30 | ELU | 640,34 | 47,32 | 2,4 | 7,2 | 9,05 | 8HA12 |
| | G+Q+E | 469,58 | 71,94 | | | | |
| | 0,8G+E | 329,42 | 61,15 | | | | |

Tab IV.24 : Ferrailage longitudinal des poteaux

a- **BAEL 91** : A calculées = 5cm^2

b- **RPA** : $A_{min} = 0,08 \% \times B$ avec : **B** : l'aire de la section de la poteau

$$A_{min} = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2\text{cm}^2$$

$$A = \max (A_u, A_{cal}, A_{min \text{ RPA}}) = (5 ; 3,6 ; 16,2) = 16,2\text{cm}^2$$

Choix : 4HA20+4HA16 $A_{adopte} = 18,72\text{cm}^2$

• **ferraillage transversal :**

-les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$(16) \frac{At}{t} = \frac{Pa \times Vu}{h_t \times f_e}$$

Avec :

- ✓ **Vu** : l'effort tranchant de calcul
- ✓ **h1** : hauteur totale de la section brute
- ✓ **fe** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale (fe 235MPa)
- ✓ **Pa** : Coefficient correcteur qui tient compte du fragile de la rupture par effort tranchant
- ✓ **Pa = 2.5** Si L'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$
- ✓ **Pa = 3.75** Si L'élancement géométrique $\lambda g \leq 5$ $\lambda = \frac{Lf}{a}$
- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset 1 \right) \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

- ✓ **T** : espacement des armatures transversales.
 dans la zone nodale : $t \leq \min (10\emptyset I_{\min}, 15 \text{ cm})$ en Zone II (RPA99 version 2003 article 7.4.2.2 page 67) .
 dans la zone courant : $t \leq 15\emptyset I_{\min}$ en Zone II (RPA99 version 2003 article 7.4.2.2 page 67) .

La quantité d'armature transversales minimale **At / t. b1** en % est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda g \geq 3$ 0.8%

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes poteau

• **Selon le BAEL 91 (17) :**

$$A_u (\min) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec : B : section de béton.

P : périmètre de la section en mètre = $(40+40) \times 2 = 160 \text{ cm}$.

$$A_u (\min) = \max (0,2\% 40 \times 40 ; 4\% 160)$$

$$A_u (\min) = \max (32 ; 6,4) \text{ cm}^2 \quad A_{u \min} = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\max) = 5\% B = 0,05 \times (40 \times 40) = 80 \text{ cm}^2$$

- Selon l'RPA 99(18) :

$$A_{u(\min)} = 0,8\%B = 12,8 \text{ cm}^2.$$

- ✓ $A_u(\max) = 4\% B$ en zone courante.
- ✓ $A_u(\max) = 6\% B$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser: 25cm en zone II

$$\Phi_{\min} = 12\text{mm}.$$

$$A = \max (A_u, A_{cal}, A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A = \max (12,8 ; 3,6 ; 16,2) = 16,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}20+4\text{HA}14 \quad A_{\text{adopte}} = 18,72\text{cm}^2$$

Armatures transversales

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi 1 \right) = \left(\frac{40}{35}, \frac{40}{10}, \Phi 1 \right) \Phi$$

On adopte $\Phi t = 8\text{mm}$.

- Selon le RPA 99.....(16) :

- ✓ $t \leq \text{Min} (10\Phi 1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale $\rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$.
- ✓ $t \leq 15\Phi 1$ en zone courante $\rightarrow t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

- ✓ $t = 14 \text{ cm}$ dans la zone nodale.
- ✓ $t = 21 \text{ cm}$ dans la zone courante.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 Φ t** minimum (voir Figure V.1).

$$10\Phi t = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 14 \text{ cm}.$$

| | (45× 45) | (40× 40) | (35×35) | (30×30) |
|---------------------------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|
| Lf | 214,2 | 214,2 | 214,2 | 214,2 |
| λg | 4,76 | 5,35 | 6,12 | 7,14 |
| Pa | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| Vu(KN) | 1298,02 | 1104,49 | 870,04 | 640,34 |
| ht(cm) | 45 | 40 | 35 | 30 |
| $\emptyset I_{min}$ | 14 | 14 | 14 | 12 |
| T(cm) Zone nodale | 14 | 14 | 14 | 12 |
| T(cm) Zone courante | 21 | 21 | 21 | 18 |
| At(cm²) | 12,40 | 5,48 | 4,31 | 3,17 |

Tab IV 26 : ferrailage transversal des poteaux

IV.2.3.2 Vérification de cisaillement (19) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

- ✓ **$Pd = 0,04$** Si dans le cas contraire $\lambda g \geq 5$
- ✓ **$Pd = 0,075$** Si l'élançement géométrique $\lambda g \leq 5$

Dans le cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

Vérification de L'effort tranchant :

$$\checkmark \tau_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa, 5MPa \right] \quad (\text{BAEL91})$$

$$\checkmark \tau_u = \frac{V}{bd} \quad , \quad d=5cm$$

| | λg | ρ_d | τ_{bu} (MPa) | τ_u (MPa) | V(KN) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|---------|-------------|----------|-------------------|----------------|---------|----------------------|----------------------------|
| (45×45) | 4,76 | 0,04 | 1 | 1,41 | 1298,03 | 3,33 | C.V |
| (40×40) | 5,35 | 0,04 | 1 | 1,41 | 1104,49 | 3,33 | C.V |
| (35×35) | 6,12 | 0,04 | 1 | 1,41 | 870,04 | 3,33 | C.V |
| (30×30) | 7,14 | 0,04 | 1 | 1,41 | 640,34 | 3,33 | C.V |

Tab IV 27 : Vérification de cisaillement des poteaux

IV. Vérification à l'E.L.S:

IV.2.3.2 Vérification de cisaillement :

➤ *Vérification des contraintes*

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \sigma_b = 0.5F_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - Y) = 400MPa \text{ (fissuration peu préjudiciable)}$$

➤ *Position de l'axe neutre:*

$$\frac{bY^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \qquad y=4,47 \quad I=1190,86$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0$$

| Section | M_{ser} (KN.m) | Y(cm) | I(cm ⁴) | (MPa) σ_{bc} | σ_s (MPa) |
|---------|------------------|-------|---------------------|---------------------|------------------|
| (45×45) | 947,45 | 51,5 | 2082839,925 | 7,8 | 113,9 |
| (40×40) | 806,62 | 91,33 | 10723067,77 | 9,7 | 136,9 |
| (35×35) | 635,51 | 20,86 | 136757,44 | 14,3 | 192,5 |

Tab IV 28 : Vérification de contraintes des poteaux

➤ **Vérification de flambement :** $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : la longueur de flambement, (20) $L_f = 0,7 \times L_0$ cas général

l_0 : Hauteur de poteau entre niveau (étage)

i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertier, $I = \frac{bh^3}{12}$

B : section du poteau $(a \times b) \text{cm}^2$

| Section | l_0 (cm) | L_f (cm) | A=b (cm) | I (cm ⁴) | B (cm ²) | i (cm) | λ | $\lambda \leq 35$ |
|---------|------------|------------|----------|----------------------|----------------------|--------|-----------|-------------------|
| 45×45 | 3.06 | 2,14 | 45 | 341718.75 | 2025 | 12.99 | 16.3 | C.V |
| 40×40 | 3.06 | 2,14 | 40 | 213333.33 | 1600 | 11.54 | 18.4 | C.V |
| 35×35 | 3.06 | 2,14 | 35 | 125052.08 | 1225 | 10.10 | 21.02 | C.V |
| 30×30 | 3.06 | 2,14 | 30 | 67500 | 900 | 8.66 | 25.83 | C.V |

Tab IV. 29 : Vérification de flambement des poteaux

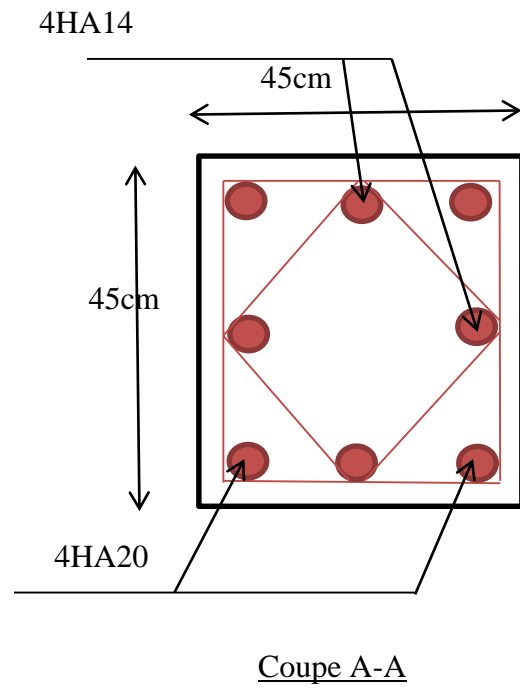
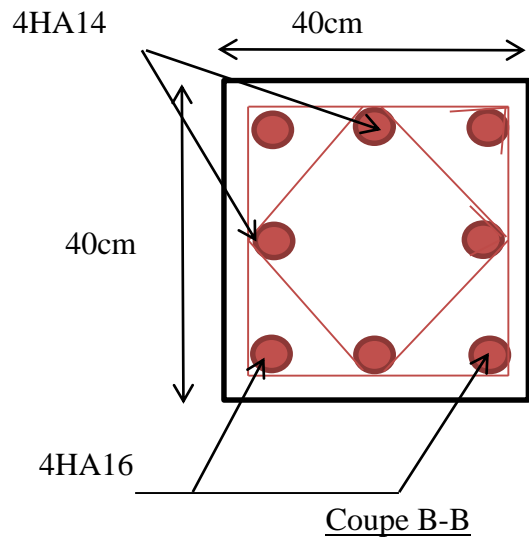
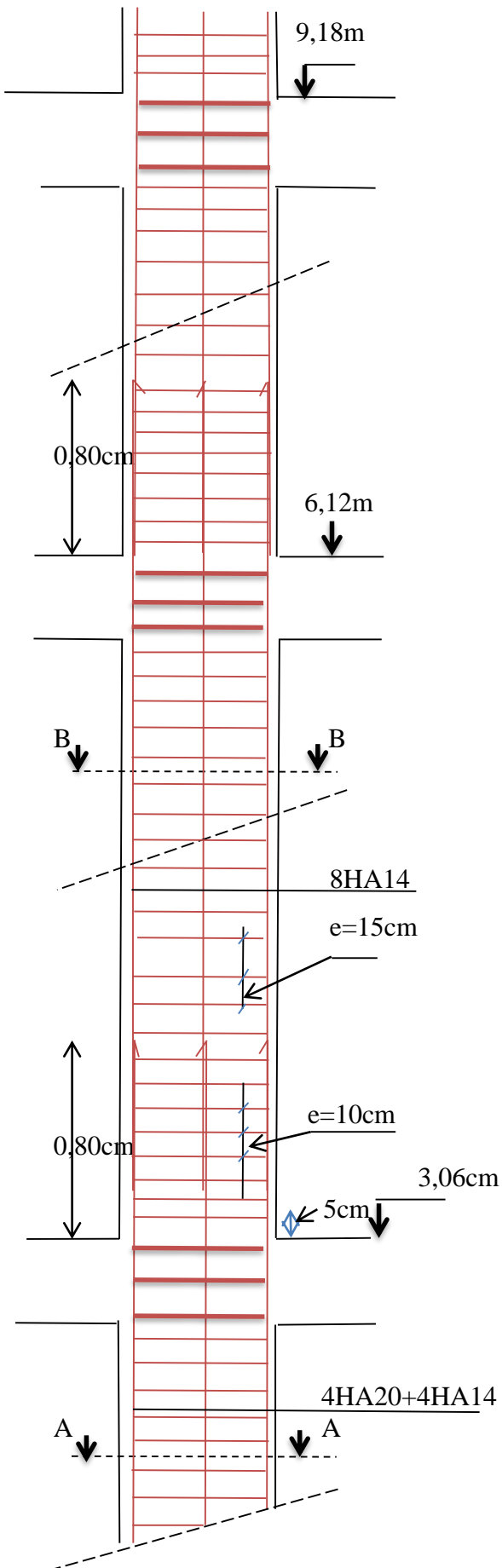


Fig IV.4 : Schéma Ferrailage des poteaux

IV. Etude des voiles :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique couler dans coffrage à leur emplacement définitif dans la construction

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans calculs

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux ,scolaires, hospitaliers ,industriels, ...)

IV.2 le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (Torsion)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches)

IV.2.1 Contrainte limite de cisaillement :

Selon le RPA99 version 2003 (21), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1,4 \cdot V_u$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant maximal à l'ELU

Sens X-X

| Type | V_u (KN) | \bar{V} (KN) | τ_b (MPA) | $\bar{\tau}_b$ (MPA) | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ |
|------|------------|----------------|----------------|----------------------|-------------------------|
| 3,05 | -2,57 | -3,6 | 0,065 | 5 | C.V |

Tab IV. 30 : Vérification de cisaillement des Voiles sens X-X

Sens Y-Y

| Type | V_u (KN) | \bar{V} (KN) | τ_b (MPA) | $\bar{\tau}_b$ (MPA) | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ |
|------|------------|----------------|----------------|----------------------|-------------------------|
| 2,96 | -32,07 | -44,898 | -0,85 | 5 | C.V |
| 2,55 | 27,86 | 39,004 | 0,85 | 5 | C.V |
| 1,65 | 43,95 | 61,53 | 1,47 | 5 | C.V |

Tab IV.31: Vérification de cisaillement des Voiles sens Y-Y

IV. 3. principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des console sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ✓ ACC : $G + Q \pm E$ (vérification du béton) .
- ✓ $0.8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- ✓ Armatures verticales ;

- ✓ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- ✓ Armatures transversales.

IV.4. Pré dimensionnement des voiles

Les différentes épaisseurs et hauteurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

| VOILE | Hauteur | Épaisseur |
|------------------|---------|-----------|
| RDC...5ème étage | 3,06 | 20 |

TabV.32 : Pré dimensionnement des voiles

Sens X-X

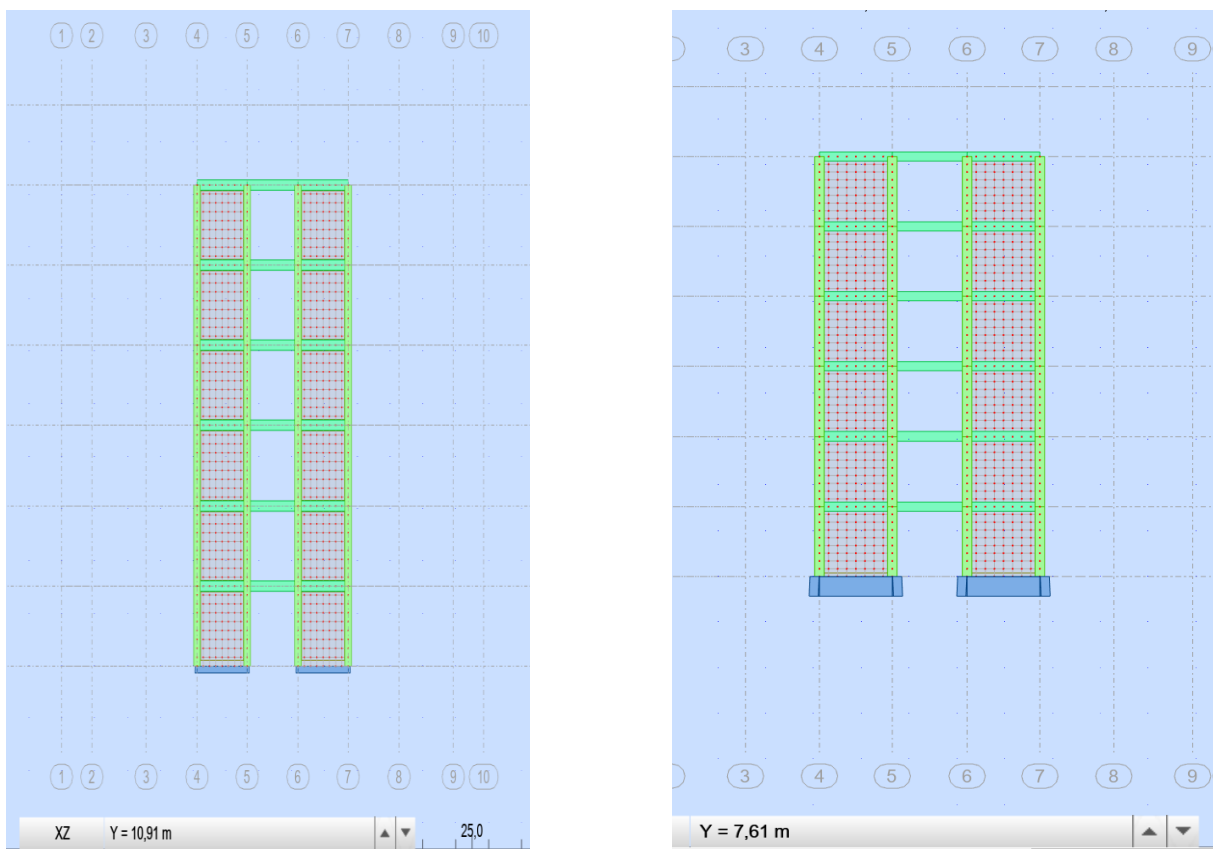


Fig IV.7 : Disposition des voiles selon X-X

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010. (2019)

NB : On utilise (M z max avec N corr) et (N min avec M z corr) dans **ELU** et **ACC** et on prend le plus défavorable

VOILE 1 :

✓ L=3,05m

| Les voiles longitudinale VL1 | | | | |
|------------------------------|--------------|---------|---------|---------|
| | | RDC | 1 | 2et5 |
| ELU | N (KN) | -584,08 | -507,89 | -412,20 |
| | M (KN.m) | 0,30 | 2,03 | 2,37 |
| ELS | N (KN) | -427,63 | -373,65 | -301,54 |
| | M (KN.m) | 0,21 | 1,47 | 1,75 |
| ACC | N (KN) | 1035,28 | 616,26 | 296,72 |
| | M max (KN.m) | 1,15 | 4,49 | 5,55 |
| ACC | N (KN) | 432,48 | 501,21 | 229,40 |
| | M min(KN.m) | -0,08 | 3,28 | 5,10 |
| ACC | T (KN) | | | |

Tab IV.39 : Les résultats du voiles longitudinale.

Ferrailage longitudinal :

1 -Les armatures verticales :

❖ **Adaptation des résultats de refends :**

➤ **Selon RPA 99** Art 7.7.4.3 page80 :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendu est de 0,20%.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est horizontales des trumeaux, est donné comme suit : - globalement dans la section de voile 0,15%.
- En zone courant 0,10%

| Type | | N(KN) | M(KN.m) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Choix | A adopte (cm ²) |
|------|-----|---------|---------|-----------------------------------|---------------------------------|-------|--------------------------------|
| 3,05 | ELU | -584,08 | 0,30 | 9,3 | 8,4 | 6HA16 | 12,06 |
| | ELS | -427,63 | 0,21 | | | | |
| | ACC | 1035,28 | 1,15 | | | | |

Tab IV.39 : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X).

| Etage | Section VL1 (cm) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Ferrailage longitudinal | |
|------------------------|------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | | | Choix | Aadopté (cm ²) |
| RDC | 305×20 | 9,3 | 8,4 | 6HA16 | 12,06 |
| 1 ^{ère} étage | 305×20 | 9,3 | 7,4 | 6HA14 | 9,24 |
| 2 ^{ème} étage | 305×20 | 9,3 | 6,00 | 6HA12 | 6,79 |
| 3 ^{ème} étage | 305×20 | 9,3 | 6,00 | 6HA12 | 6,79 |
| 4 ^{ème} étage | 305×20 | 9,3 | 6,00 | 6HA12 | 6,79 |
| 5 ^{ème} étage | 305×20 | 9,3 | 6,00 | 6HA12 | 6,79 |

Tab IV.40 : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X).

Sens Y-Y

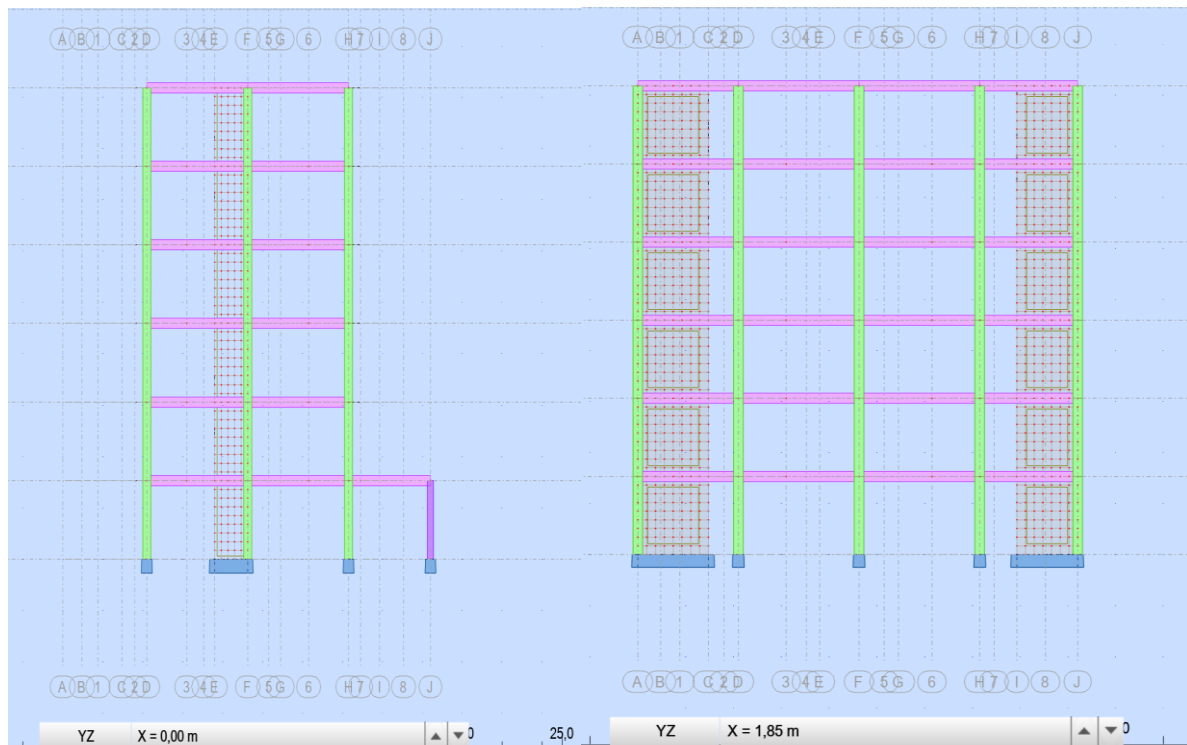


Fig IV.5 : Disposition des voiles selon Y-Y

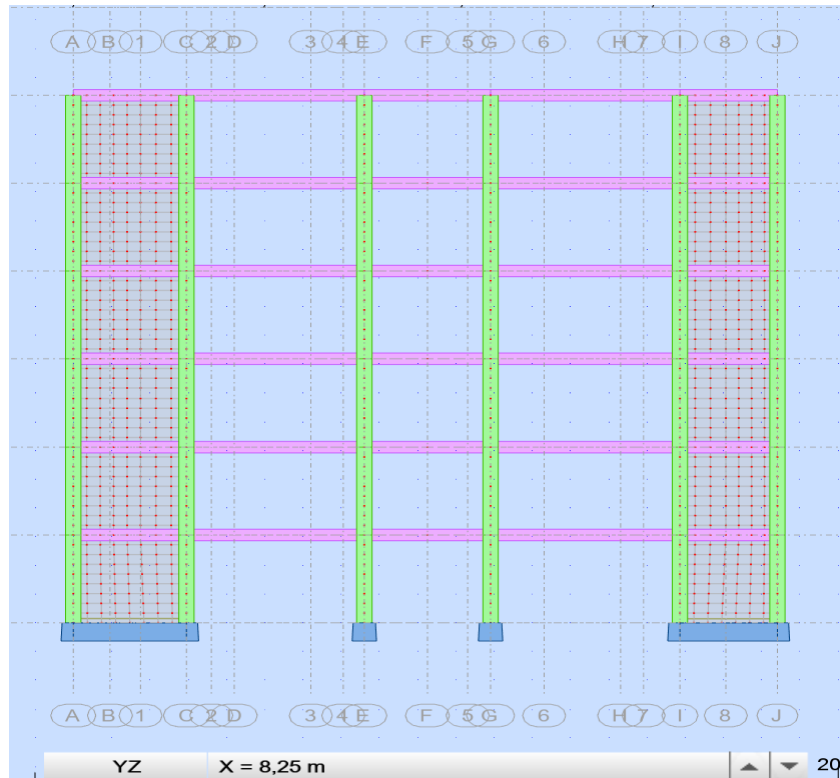


Fig IV.6 : Disposition des voiles selon Y-Y

VOILE 1 : L = 2,96 m

| Les voiles longitudinale VL1 | | | | |
|------------------------------|--------------|---------|---------|---------|
| | | RDC | 1 | 2et5 |
| ELU | N (KN) | -587,37 | -250,94 | -721,48 |
| | M (KN.m) | 0,42 | 1,41 | 1,79 |
| ELS | N (KN) | -430,27 | -295,16 | -536,90 |
| | M (KN.m) | 0,31 | 1,04 | 1,32 |
| ACC | N (KN) | 945,24 | 1095,47 | 1186,60 |
| | M max (KN.m) | 1,80 | 3,12 | 3,83 |
| ACC | N (KN) | 715,89 | 431,52 | 313,47 |
| | M max (KN.m) | 1,26 | 1,91 | 2,64 |

Tab IV.33 : résultats des voiles

✓ L = 2,55 m

| Les voiles longitudinale VL2 | | | | |
|------------------------------|--------------|---------|---------|---------|
| | | RDC | 1 | 2et5 |
| ELU | N (KN) | -592,74 | 671,15 | -733,25 |
| | M (KN.m) | 0,61 | 1,39 | 1,70 |
| ELS | N (KN) | -434,29 | -490,86 | -535,88 |
| | M (KN.m) | 0,44 | 1,02 | 1,25 |
| ACC | N (KN) | 867,99 | 974,28 | 1046,72 |
| | M max (KN.m) | 3,31 | 3,15 | 3,45 |
| ACC | N (KN) | 168,91 | 280,66 | 130,12 |
| | M min(KN.m) | 0,56 | 3,01 | 2,00 |

Tab IV.34 : résultats des voiles

✓ L = 1,65m

| Les voiles longitudinale VL3 | | | | |
|------------------------------|--------------|---------|---------|---------|
| | | RDC | 1 | 2et5 |
| ELU | N (KN) | -496,40 | -389,05 | 699,99 |
| | M (KN.m) | 1,40 | 2,70 | 3,52 |
| ELS | N (KN) | 364,80 | -285,92 | -512,73 |
| | M (KN.m) | 1,02 | 1,97 | 2,57 |
| ACC | N (KN) | 508,52 | 464,54 | 560,26 |
| | M max (KN.m) | 2,94 | 4,68 | 5,62 |
| ACC | N (KN) | -96,88 | 316, | -57,32 |
| | M min(KN.m) | 1,21 | 1,37 | 1,61 |

TabIV.35 : résultats des voiles

| Type | | N(KN) | M(KN.m) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Choix | A adopte (cm ²) |
|------|-----|---------|---------|-----------------------------------|------------------------------------|-------|--------------------------------|
| 2,96 | ELU | -587,37 | 0,42 | 8,88 | 8,5 | 6HA14 | 9,24 |
| | ELS | -430,27 | 0,31 | | | | |
| | ACC | 945,24 | 1,80 | | | | |
| 2,55 | ELU | -250,94 | 1,41 | 7,65 | 4,5 | 6HA14 | 9,24 |
| | ELS | -295,16 | 1,04 | | | | |
| | ACC | 1095,47 | 3,12 | | | | |
| 1,65 | ELU | -721,48 | 1,79 | 4,95 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |
| | ELS | -536,90 | 1,32 | | | | |
| | ACC | 1186,60 | 3,83 | | | | |

Tab IV .38 : Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y).

| Type | N(KN) | M(KN.m) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Choix | A adopte (cm ²) |
|------|---------|---------|--------------------------------|---------------------------------|-------|--------------------------------|
| 2,96 | -587,37 | 0,42 | 8,88 | 8,5 | 6HA14 | 9,24 |
| 2,55 | -250,94 | 1,41 | 7,65 | 4,5 | 6HA14 | 9,24 |
| 1,65 | -721,48 | 1,79 | 4,95 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |

Tab IV.38 : Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y)

| Etage | Section VL1 (cm) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Ferrailage longitudinal | |
|------------------------|---------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| | | | | Choix | Aadopte (cm ²) |
| RDC | 296×20 | 8,88 | 8,5 | 6HA14 | 9,24 |
| 1 ^{ère} étage | 296×20 | 8,88 | 4,5 | 6HA14 | 9,24 |
| 2 ^{ème} étage | 296×20 | 8,88 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |
| 3 ^{ème} étage | 296×20 | 8,88 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |
| 4 ^{ème} étage | 296×20 | 8,88 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |
| 5 ^{ème} étage | 296×20 | 8,88 | 10,4 | 6HA12 | 6,79 |

Tab IV.36 : Ferrailage du voile longitudinal

| Etage | Section VL1 (cm) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Ferrailage longitudinal | |
|------------------------|---------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| | | | | Choix | Aadopte (cm ²) |
| RDC | 255×20 | 7,65 | 4,5 | 6HA14 | 9,24 |
| 1 ^{ère} étage | 255×20 | 7,65 | 6,2 | 6HA14 | 9,24 |
| 2 ^{ème} étage | 255×20 | 7,65 | 10,6 | 6HA14 | 9,24 |
| 3 ^{ème} étage | 255×20 | 7,65 | 10,6 | 6HA14 | 9,24 |
| 4 ^{ème} étage | 255×20 | 7,65 | 10,6 | 6HA14 | 9,24 |
| 5 ^{ème} étage | 255×20 | 7,65 | 10,6 | 6HA14 | 9,24 |

Tab IV.37 : Ferrailage du voile longitudinal

| Etage | Section VL1 (cm) | Amin RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | Ferrailage longitudinal | |
|------------------------|------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| | | | | Choix | Aadopte (cm ²) |
| RDC | 165×20 | 4,95 | 7,2 | 6HA14 | 9,24 |
| 1 ^{ère} étage | 165×20 | 4,95 | 5,7 | 6HA12 | 6,79 |
| 2 ^{ème} étage | 165×20 | 4,95 | 6,5 | 6HA12 | 6,79 |
| 3 ^{ème} étage | 165×20 | 4,95 | 6,5 | 6HA12 | 6,79 |
| 4 ^{ème} étage | 165×20 | 4,95 | 6,5 | 6HA12 | 6,79 |
| 5 ^{ème} étage | 165×20 | 4,95 | 6,5 | 6HA12 | 6,79 |

Tab IV.38 : Ferrailage du voile longitudinal .

-Vérification

❖ Voile longitudinal :

D'après le **RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 305 = 9.15 \text{ cm}^2$$

✦ L'espacement

Selon le **BAEL 91 révisée 99**,

$$\checkmark St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{2 \times 20 ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a:

$$\checkmark St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}.$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement de 20 cm.

❖ Voile transversal :

D'après le **RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 2,96 = 8,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 2,55 = 7,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 1,65 = 4,95 \text{ cm}^2$$

• L'espacement

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a

$$\checkmark St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$\checkmark St \leq \min \{2 \times 15 ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$\checkmark St \leq \min \{30 ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq 30 \text{ cm}.$$

- **Selon le RPA 99 / version 2003:**

✓ $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}.$

$St \leq \min \{22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}.$

$St \leq 22,5 \text{ cm}.$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 22,5 \text{ cm}.$

On adopte un espacement de 20 cm

8. Disposition des armatures

- **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 36 cm Selon le BAEL 91, et selon l'RPA 99 / version 2003 ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 22.5 cm

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow \frac{St}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **Voile transversal :** $L = 296 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 29,6 \text{ cm}$

✓ **Voile longitudinal :** $L = 305 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 30,5 \text{ cm}.$

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingle de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

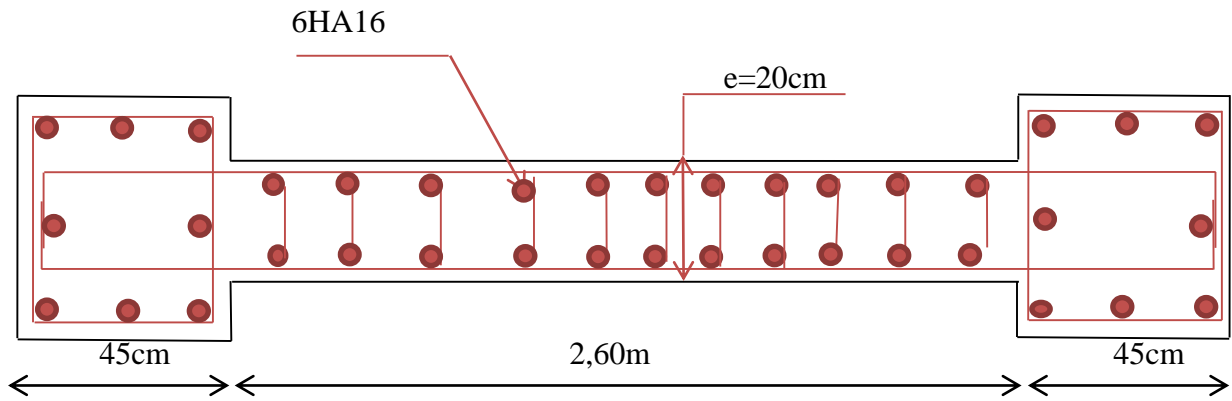


Fig IV.8 : Coupe horizontale de ferrailage des voiles(VL1)ou niveau RDC

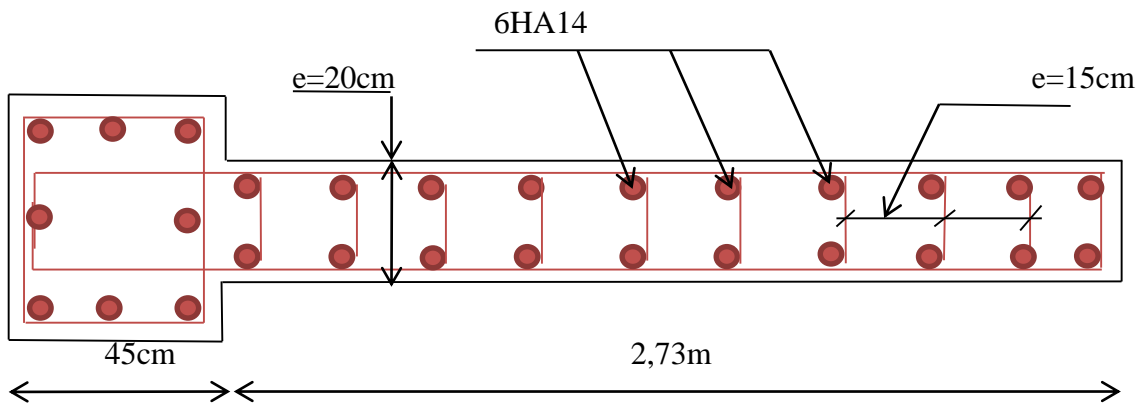


Fig IV.9 : Coupe horizontale de ferrailage des voiles(VL2) ou niveau RDC

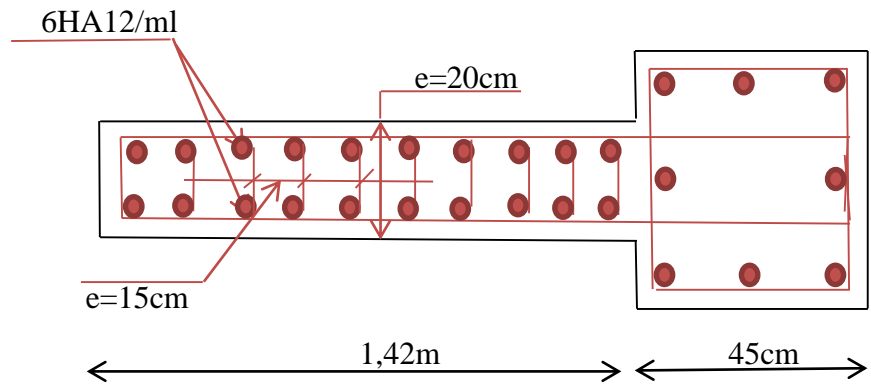


Fig IV.10 : Coupe horizontale de ferrailage des voiles(VL3) ou niveau RDC

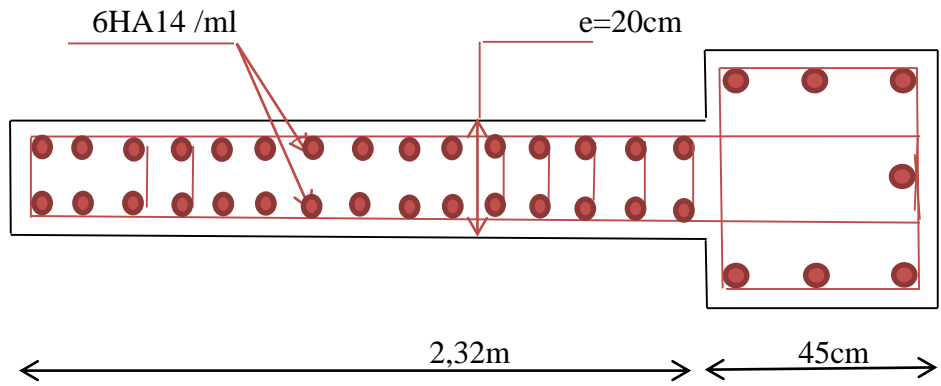


Fig IV.11: Coupe horizontale de ferrailage des voiles(VL4)ou niveau RDC

Chapitre 05

étude de

l'infrastructure

VI-1 Les Fondations :

VI-1-1 Etude de sol :

Les coupes des sondages établis mettent en évidence la présence d'un sol constitué essentiellement par une argile graveleuse caillouteuse.

Les essais de laboratoires, réalisés sur la couche argileuse, ont mis en évidence les caractéristiques géotechniques suivantes :

- L'analyse granulométrique montre que le sol est grenu.
- Les limites d'Atterberg indiquent que le sol est argileux graveleux.
- L'indice de consistance indique que le sol présente une très bonne consistance.
- La densité sèche indique une bonne capacité portante du sol.
- La teneur en eau indique un sol humide.
- Une contrainte admissible du sol support de 3 bars.

En se basant sur ces résultats, les recommandations suivantes ont été établies :

- Une profondeur d'ancrage de (3,06 m)
- Un mode de fondation superficielle, sur radier général
- Les tassements induits par le poids de construction seront faibles et non préjudiciables.

VI-1-2 Pré dimensionnement du radier :

Les charges et sur charges transmises au radier :

Calcul du poids total de la structure :

$$N_{u1} = 30877,4 \text{ KN}$$

Poids des voiles d'infrastructure :

$$N_{u2} = 341.31 \text{ KN}$$

Poids du radier :

$$N_{u3} = 928,1 \times 0.3 \times 25 = 6960,75 \text{ KN}$$

L'effort total supporté par le radier :

$$N_u = \sum N_i = 6960,75 \text{ KN}$$

➤ **La surface nécessaire au radier :**

La contrainte ramenée du bâtiment au sol doit être inférieure à la contrainte admissible σ_{su}

$$\frac{N_U}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol}$$

Selon l'article RPA 99 V 2003 la contrainte admissible des sols de fondation ne présente pas un haut risque séismique doit être prise égale à la contrainte admissible sous les charges normales majorée de :

50 % si le site est ferme.

30 % si le site est meule

$$\bar{\sigma}_s = 3bar \Rightarrow \sigma_s = 1.5\sigma = 4.5Mpa$$

$$S_{raider} \geq \frac{N_U}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq 178.64m^2$$

On prend : $S_{raid} = 602 m^2 \geq S_{bait} \dots \dots \dots ok$

Détermination de l'épaisseur de radier :

Pour la détermination de l'épaisseur de radier on vérifier les conditions suivent :

➤ **Condition forfaitaire** : donné par

$$e_r \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow e_r \geq \frac{5,05}{10}$$

Alors : $e_r \geq 50,5 \text{ cm}$ On prend **$e_r = 70\text{cm}$**

➤ **Condition de rigidité** :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : La longueur élastique donnée par

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : Coefficient de raideur du sol **$K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$** (sol moyen)

E : Module de Young. $E = 3,216 \text{ Mpa}$

I : Inertie de la section du radier : **$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$**

B : La largeur du panneau le plus sollicité : pour notre cas $b = 5,05\text{m}$

L_{max} : Distance maximale entre axe.

$$ht = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40,00}{3,216 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 5,050}{3,14}\right)^4} = 0,73m$$

Caractéristiques géométrique du radier :

1) Centre de gravité : le radier ne présente pas la même forme géométrique que celle de la structure il aura une forme rectangulaire alors le centre d'inertie 18.80 situé à l'intersection des deux diagonale (x_G, y_G) = (0, 0)

2) Inertie de radier : l'inertie du radier par rapport à OX

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{26,60 \times (0,60)^3}{12} = 0,478800m^4$$

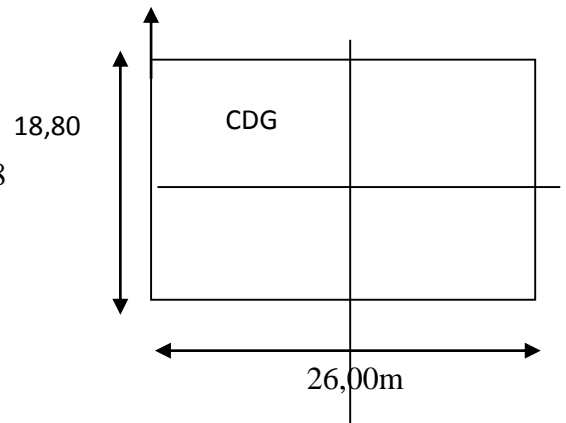
$$I_x = I_1 + d^2 \times S_{RADIER} = 0,478800 + (13,3)^2 \times 500,08 = 88459,63m^4$$

- l'inertie du radier par rapport à OY

$$I = \frac{b^3h}{12} = \frac{(18,80)^3 \times 0,60}{12} = 332,23 m^4$$

$$I_x = I_1 + d^2 \times S_{RADIER} = 332,23 + (9,4)^2 \times 500,08$$

$$I_x = 44519,10 m^4$$



❖ Vérification de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times \frac{hr \times f_{cj}}{\gamma b}$$

Avec :

$N_u = 1423,48kN$: la charge de calcul vis-à-vis de l'E.L.U du poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(A + B)$$

$$A = B = a + h_r = 2(45 + 110) = 620 \text{ cm} \Rightarrow \mu_c = 6,20 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 1423,48 \text{ kN} \leq 511,501 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{il n'y a pas de risque de poinçonnement}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programmé dans le logiciel de calcul ROBOT.

➤ **Ferraillage du radier :**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m, on prend le panneau le plus sollicité.

| Niveau | ELU | | ELS | | ACC | |
|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée |
| X-X | -589,67 | 165,34 | -432,28 | 121,19 | -107,88 | 293,26 |
| Y-Y | -636,49 | 137,49 | -466,60 | 100,72 | -254,65 | 175,43 |

TabV.01 : résultats de ferraillage du radier.

| Sens | M_t (kN.m) | M_a (kN.m) | A_t calculé | A_a calculé | A_t adopté | A_a adopté |
|------|--------------|--------------|---------------|---------------|--------------|--------------|
| X-X | 121,19 | -432,28 | 10,2 | 18,3 | 7HA16 | 7HA20 |
| Y-Y | 100,72 | -466,60 | 10,2 | 19,6 | 7HA16 | 7HA20 |

TabV.02 : ferraillage du radier.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tc}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 540 \times \frac{25}{400} = 7,76 \text{ cm}^2 \quad A > A_{\min} \quad \text{Ok.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de compression de béton :

| | M_{ser} (kN.m) | σ_{bc} (Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|-----|------------------|---------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| x-x | 121,19 | 4,5 | 15 | ok |
| y-y | 100,72 | 4,7 | 15 | ok |

Tab V.03 : Vérification de contrainte

❖ Vérification du cisaillement : (C.B.A.93 Art. 5.2.2)

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 f_c J}{\gamma_b} = 1,17$$

| | V_u (KN) | τ_u (Mpa) | $\bar{\tau}_u$ (Mpa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|-----|------------|----------------|----------------------|----------------------------|
| x-x | 1467,92 | 0,027 | 1.17 | ok |
| y-y | 1390,01 | 0,025 | 1.17 | ok |

TabV.04 : Vérification du cisaillement

✓ a) Schéma de ferrailage

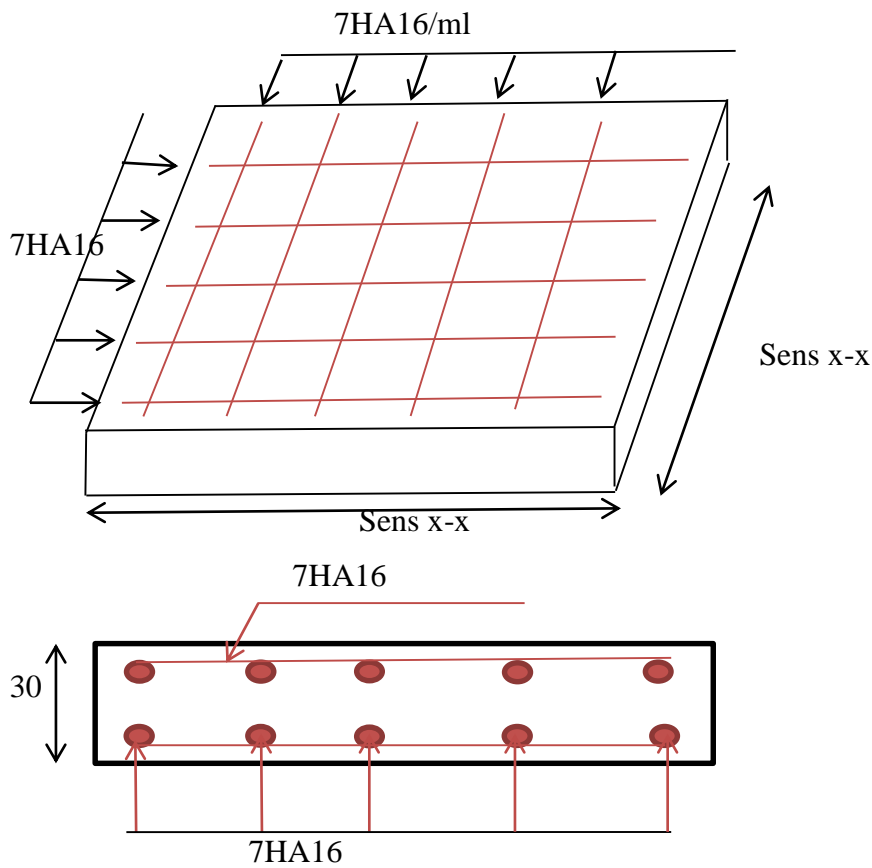


Fig VI.01 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

2-Ferraillage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferraillage pour les autres nervures.

Les sollicitations sur les nervures :

✓ Calcul des moments :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 révisées 99).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}; l_y = 5,05\text{m}; l_x = 3,30\text{ m}; P_u = 166,78\text{KN/m};$$

$$P_s = 126,22\text{ kN/m}$$

| Niveau | ELU | | | ELS | | |
|--------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|
| | M0 | Appuis | Travée | M0 | Appuis | Travée |
| Mx | 531,66 | 212,664 | 451,911 | 402,36 | 160,944 | 342,006 |
| My | 227,02 | 90,808 | 192,967 | 171,81 | 68,724 | 146,03 |

Tab V.05 : des moments des nervures.

✓ Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple :

$$h_t = 70\text{cm}; h_r = 30\text{cm}; b_0 = 40\text{cm}; d_0 = 45\text{cm}$$

Sens x-x

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{l_x}{2}, \frac{l_x}{10}\right\} \Rightarrow \min\left\{\frac{3,30}{2} = 1,65\text{m}, \frac{3,30}{10} = 0,33\text{m}\right\} \Rightarrow b_1 = 0,33\text{m}$$

$$b_1 = 33\text{cm}$$

$$b = b_0 + 2 b_1 \Rightarrow 45 + 2 \times (33) = 111\text{ cm}$$

Sens y-y

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{l_y}{2}, \frac{l_y}{10}\right\} \Rightarrow \min\left\{\frac{5,05}{2} = 2,52\text{m}, \frac{5,05}{10} = 0,50\text{m}\right\} \Rightarrow b_1 = 0,50\text{m}$$

$$b_1 = 50\text{cm}$$

$$b = b_0 + 2 b_1 \Rightarrow 45 + 2 \times (70) = 185\text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans tableau suivant

| sene | | $A_{cl}(cm^2/ml)$ | $A_{CNF}(cm^2)$ | Choix cm^2 | Aadopte(cm^2) | S_t cm |
|------------|--------|-------------------|-----------------|--------------|-------------------|----------|
| X-X | travée | 12,27 | 11,41 | 8HA14 | 12,32 | 15 |
| | appuie | 14,23 | 11,41 | 8HA14 | 12,32 | 15 |
| Y-Y | travée | 5,75 | 11,41 | 8HA14 | 12,32 | 15 |
| | appuie | 6,64 | 11,41 | 8HA14 | 12,32 | 15 |

TabV.06: Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

| Sons | | y (cm) | $I(cm)^2$ | $\sigma_{bc}(Mpa)$ | $\sigma_s(Mpa)$ |
|------|--------|--------|-----------|--------------------|-----------------|
| X -X | Travée | 12,40 | 383361,62 | 5,21 | 261,96 |
| | Appui | 12,40 | 383361,62 | 5,21 | 261,62 |
| Y -Y | Travée | 12,40 | 383361,62 | 2,22 | 111,86 |
| | Appui | 12,40 | 383361,62 | 4,72 | 237,69 |

Tab V .07 : Vérification des contraintes des nervures.

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5Mpa ; 4Mpa \right\}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; l_x = 3,30m ; l_y = 5,05m$$

| | V_u (KN) | τ_u (Mpa) | $\bar{\tau}_u$ (Mpa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|-----|------------|----------------|----------------------|----------------------------|
| x-x | 333,56 | 0,35 | 2,5 | ok |
| y-y | 358,58 | 0,38 | 2,5 | ok |

TabV .08 : Vérification de la contrainte de cisaillement

- **Schéma de ferrailage des nervures**

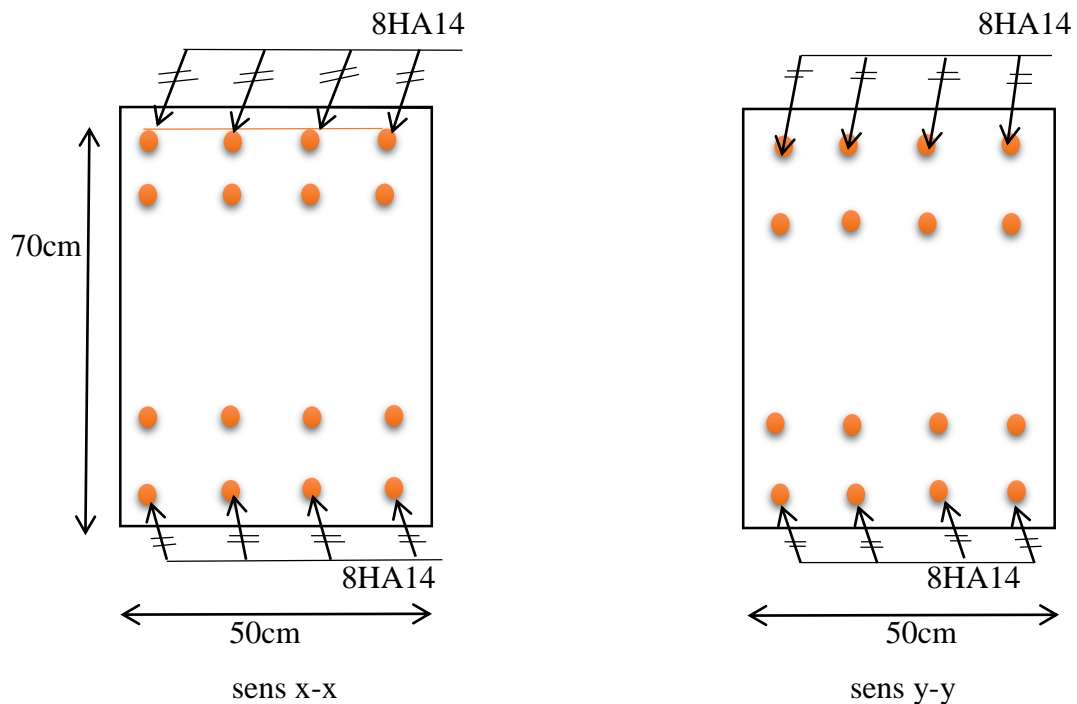


Fig.V.02: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et sens y-y

VI.2. Etude du voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures. D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,06 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- ✓ Q : surcharge d'exploitation = 10 kN/m^2 ;
- ✓ γ : poids volumique de la terre = 18 kN/m^3 ;
- ✓ Φ : angle de frottement interne du sol = 30° ;
- ✓ Ka : coefficient de poussée des terres

VI.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) la poussée des terres :

$$G = h \times \left[\gamma_h \times \text{te}g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$G = 3,06 \times \left[18 \times \text{te}g^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \right]$$

$$G = 18,36 \text{ KN} / m^2$$

b) Surcharge accidentelle: $q = 10 \text{ KN} / m^2$

$$Q = q \times \text{te}g^2 \left(\frac{\pi}{4} \times \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times \text{te}g^2 (30)$$

$$Q = 3,33 \text{ KN} / m^2$$

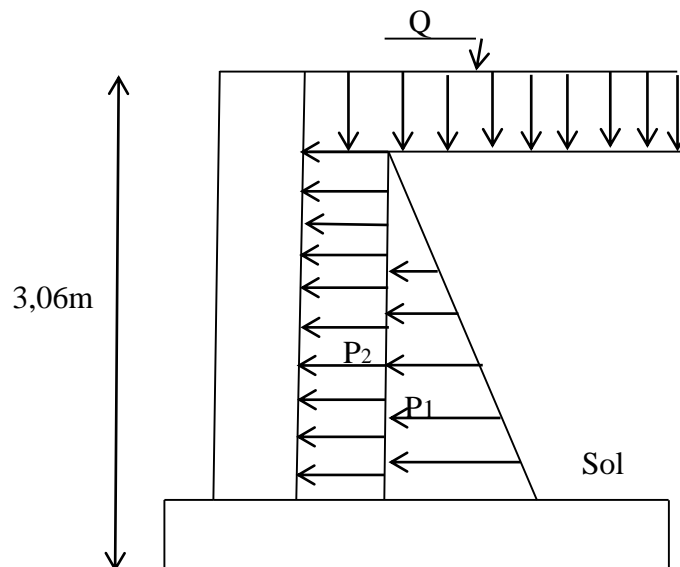


Fig.V.03: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

VI.2.2 Calcul des sollicitations :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 1,5 \times 3,33 = 4,5 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(18,36) + 1,5(3,33) = 29,37 \text{ KN} / m^2$$

$$P_u = \sigma_{\max} \times 1ml = 29,37 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times (29,37) + 4,5}{4} = 23,15 \text{ KN} / m^2$$

Pour le ferrailage on prend le grand panneau : (5.05 ; 3.06) ; e = 20cm et b= 1ml

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée

$$\begin{cases} l_x = 3,06 - 0,3 = 2,76m \\ l_y = 5,05 - 0,5 = 4,55m \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,76}{4,55} = 0,60$$

$\alpha > 0,4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

VI.2.3 Calcul des moments à l'ELU :

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \\ V = 0 \text{ ELU} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,307 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,081 \times 29,37 \times (2,76)^2 = 18,12 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,307 \times 18,12 = 5,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_x = 0,85 M_0 = 15,40 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 M_0 = 4,73 \text{ KN.m} \end{cases}$

. Les valeurs des moments en Appui sont : $\begin{cases} M_x = 0,4 M_0 = 7,25 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4 M_0 = 2,22 \text{ KN.m} \end{cases}$

| Sens | | μ | P_u kN/m ² | M (KN .m) | M_0 (kN .m) |
|------|--------|-------|-------------------------|-----------|---------------|
| X -X | Travée | 0,081 | 23,37 | 18,12 | 15,40 |
| | Appui | | | | 7,25 |
| Y -Y | Travée | 0,307 | 23,37 | 5,56 | 4,73 |
| | Appui | | | | 2,22 |

TabV.09 : Calcul des moments à l'ELU.

VI.2.4 Ferrailage du voile :

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section d'armature est max entre les 3 valeurs :

- ✓ La section d'armature calculée en flexion simple est : A_{cal}
- ✓ Selon les conditions de non fragilité : $A_{CNF} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d$
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures dans les deux sens (horizontale et verticale).
 $A_{min} = 0,1\%$ ($A_{min} = 0,001 \times b \times h$) RPA99 Version 2003

Calcul des sollicitations

Sene X-X :

$$M_{Tx} = 15,40 \text{ KN.m} ; b=100\text{cm} ; d=0,9 \times h = 18\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{Tx}}{F_b u \times d^2 \times b} = \frac{15,40 \times 10^4}{14,17 \times (18)^2 \times 100} = 0,335 \leq \mu = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A \hat{=} 0 \\ \mu = 0,335 \rightarrow \beta = 0,976 \end{cases}$$

$$A_S = \frac{M_{Tx}}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{15,40 \times 10^4}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$M_{ay} = 7,25 \text{ KN.m} ; b=100 \text{ cm} ; d=0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{7,25 \times 10^4}{14,17 \times (18)^2 \times 100} = 0,157 \leq \mu = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A \hat{=} 0 \\ \mu = 0,157 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_S = \frac{M_{Tx}}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{7,25 \times 10^4}{0,976 \times 18 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Sene Y-Y :

$$M_{Ty} = 4,73 \text{ KN.m} ; b=100 \text{ cm} ; d=0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ty}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{4,73 \times 10^4}{14,17 \times (18)^2 \times 100} = 0,103 \leq \mu = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A \hat{=} 0 \\ \mu = 0,335 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_S = \frac{M_{Ty}}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{4,73 \times 10^4}{0,992 \times 18 \times 348} = 7,73 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ty} = 2,22 \text{ KN.m} ; b=100 \text{ cm} ; d=0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{2,22 \times 10^4}{14,17 \times (18)^2 \times 100} = 0,048 \leq \mu = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A \hat{=} 0 \\ \mu = 0,103 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_S = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{2,22 \times 10^4}{0,992 \times 18 \times 348} = 7,73 \text{ cm}^2$$

| Sens | | A _{cal} (cm ²) | A _{CFN} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Choix | A _{adpot} (cm ²) |
|------------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------|---------------------------------------|
| X-X | travée | 2,51 | 2,58 | 2 | 4HA12 | 4,52 |
| | appuie | 1,18 | 2,58 | 2 | 4HA12 | 4,52 |
| Y-Y | travée | 7,73 | 2,58 | 2 | 4HA12 | 4,52 |
| | appuie | 7,73 | 2,58 | 2 | 4HA12 | 4,52 |

Tab.V. 10 : Ferrailage du voile périphérique.

➤ **Espacement** : $S_t \leq \min(3h ; 33) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Recommandation du RPA** :

Les armatures sont constituées de deux nappes liées par quatre épingles /m² de diamètre Ø6.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

| | V_u (KN) | τ_u (Mpa) | $\bar{\tau}_u$ (Mpa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|-----|------------|----------------|----------------------|----------------------------|
| x-x | 48,46 | 0,26 | 2,5 | ok |
| y-y | 74,15 | 0,40 | 2,5 | ok |

Tab.V.11: Vérification de l'effort tranchant

➤ **Vérification L'ELS :**

$$\sigma_{min} = Q = 3,33 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{max} = G+Q = 3,33+ 18,36=21,69 \text{ KN /m}^2$$

$$Ps = \sigma_{max} \times 1 \text{ml} = 21,69 \text{ KN /ml}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3(21,69) + 3,33}{4} = 17,1 \text{ KN /m}^2$$

VI.2.5 Calcul le moment à l'ELS :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \\ V = 0,2 \text{ ELS} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,46 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,086 \times 21,69 \times (2,76)^2 = 14,20 \text{ KN /m} \\ M_y = 0,457 \times 14,20 = 6,48 \text{ KN /m}^2 \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_x = 0,85 M_0 = 12,07 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 M_0 = 5,50 \text{ KN.m} \end{cases}$

. Les valeurs des moments en Appui sont : $\begin{cases} M_x = 0,4 M_0 = 5,68 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4 M_0 = 2,60 \text{ KN.m} \end{cases}$

| Sons | | μ | Ps KN /m ² | M (KN .m) | M0(KN .m) |
|------|--------|-------|-----------------------|-----------|-----------|
| X -X | Travée | 0,086 | 21,69 | 14,20 | 12,07 |
| | Appui | | | | 5,68 |
| Y -Y | Travée | 0,457 | 6,48 | 6,48 | 5,50 |
| | Appui | | | | 2,60 |

TabV. 12 : Calcul le moment à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$\overline{\sigma}_s$: Fissuration très préjudiciable : $\eta = 1,6\text{HA}$; $f_{tj} = 2,1\text{Mpa} \Rightarrow \text{CBA93}$

$$\overline{\sigma}_s = \min\{200\text{Mpa}, 164,97\text{Mpa}\} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 164,97\text{Mpa}$$

| Sons | | $M_{ser} (KN.m)$ | y (cm) | $I(cm)^2$ | $\sigma_{bc}(Mpa)$ | $\sigma_s(Mpa)$ |
|------|--------|------------------|--------|-----------|--------------------|-----------------|
| X -X | Travée | 12,07 | 4,05 | 13686,15 | 4,56 | 235,45 |
| | Appui | 5,68 | 4,05 | 13686,15 | 2,14 | 110,82 |
| Y -Y | Travée | 5,50 | 4,05 | 13686,15 | 1,40 | 72,16 |
| | Appui | 2,6 | 4,05 | 13686,15 | 6,58 | 34 |

TabV.13. Vérification des contraintes.

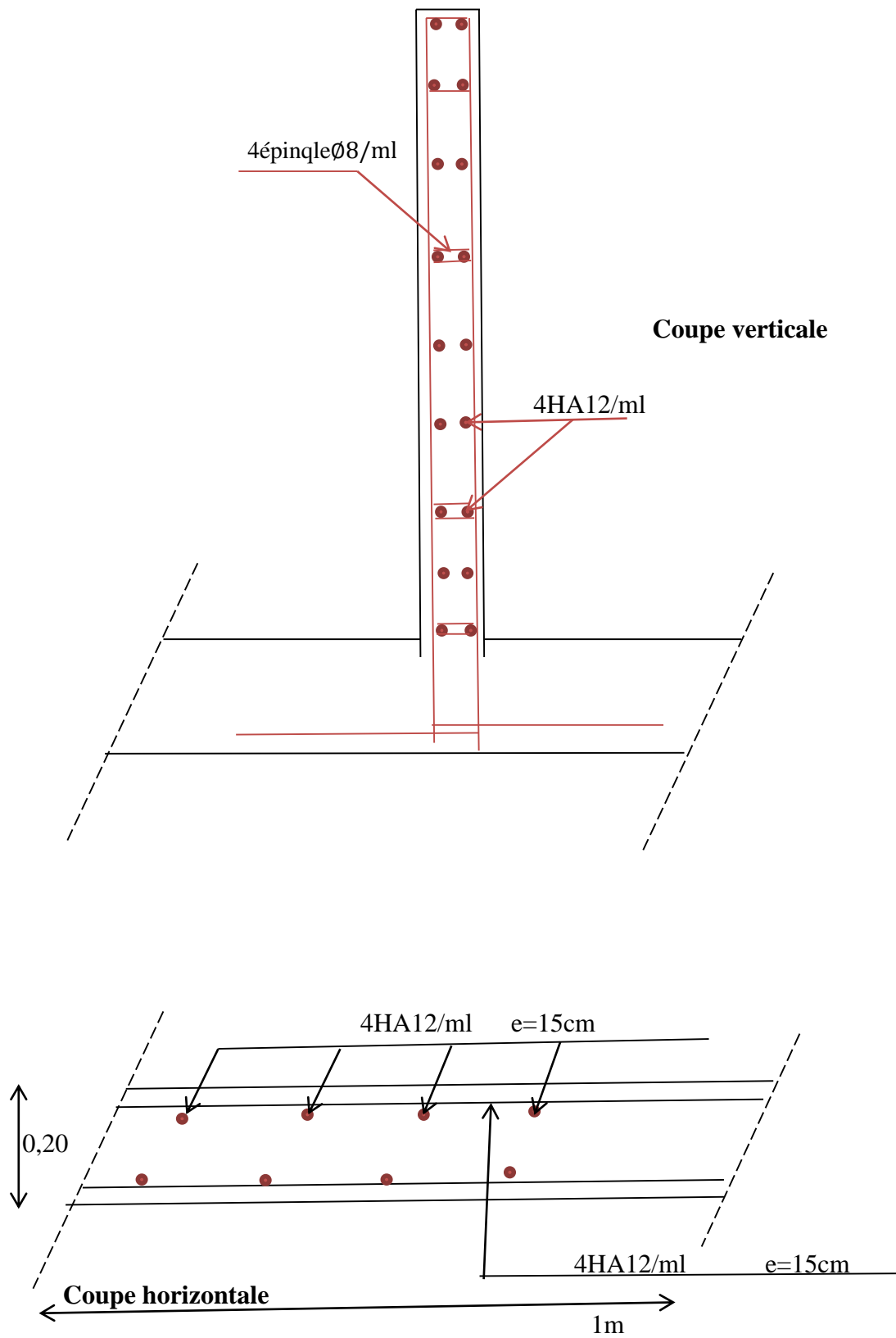


Fig.V.04. Ferrailage du voile périphérique

Conclusions

Général.

Conclusion

D'après le travail qu'on a confectionné au cours de ce projet on peut tirer Les conclusions suivantes :

On estime que nous avons concrétisés les buts visés au début de ce travail à savoir :

- ✓ Compléter et approfondir nos connaissances appris au cour de notre formation, car la complexité de la structure choisie, nous a imposé à toucher un grand éventail de problèmes aux praticiens, en nous permettant ainsi d'exécuter la fonction réelle de l'ingénieur de conception, qui consiste, non pas à calculer comme une machine, mais à utiliser son esprit d'ingénieur et son savoir, pour bien analyser la structure, afin de prendre les bonnes décisions, concernant sa modélisation physique, qui exprime bien son comportement future, et de choisir ainsi les méthodes et les programmes pouvant donner les meilleures solutions et résultats point de vue la résistance et l'économie.
 - ✓ Maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique,
AUT OCAD 2008
- ✓ (dessin assisté par ordinateur) notamment le calcul des structures avec le logiciel ROBOT2010

References1

Chapitre 03

- (1)(RPA99/V 2003, Article 6.2.3 page 59)
- (2)(RPA99/ V 2003, page 116)
- (3).....(CBA93 article A.5 .1.2.2 page 40)
- (4)(CBA 93 article B.6.5.1)
- (5)(CBA93 (article A.6.4.2 page 71)
- (6).....(C.B.A 93 article B 6.8.4.2.3)

Chapite 04 :

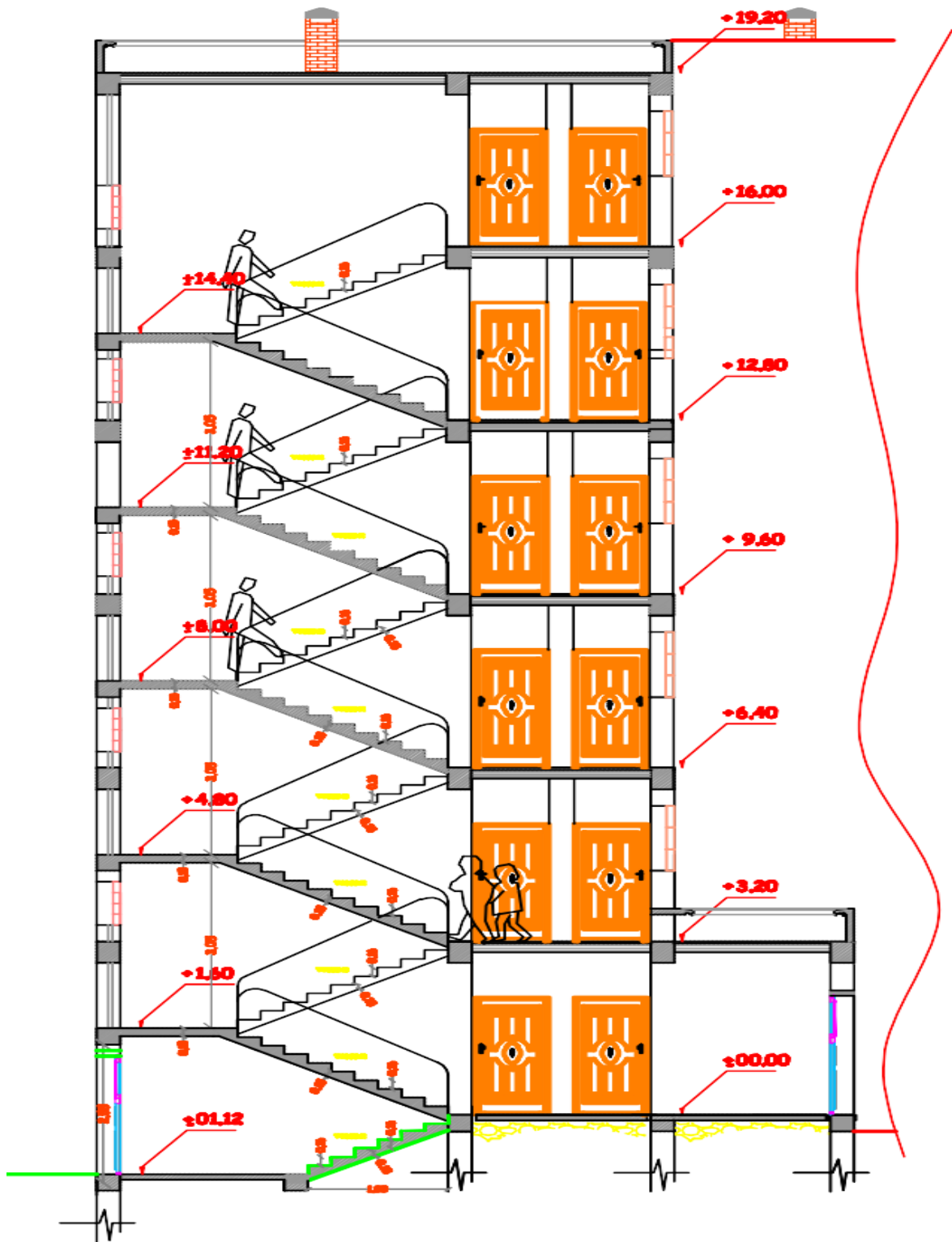
- (1).....(RPA version 2003)
- (2).....(RPA99version2003 page 44).
- (3).....(RPA99version2003 Page35)
- (4).....(RPA99version2003 Page43)
- (5).....(RPA99version2003page 41)
- (6)(RPA 99 version 2003 article 4.3.6. page50)
- (7).....(RPA99version2003page 45)
- (8) (RPA 99 version 2003 article 4.2.5. Page46)
- (9)..... (RPA99 v 2003 article 4.2.7 page 47)
- (10)(RPA99 version 2003 article 5.9 page55)
- (11)..... (RBA99version 2003article 7.4.3 page 63)
- (12).....(RPA99 version 2003(article 7.5.2.1page 69)
- (13).....(RPA99 version 2003article 7.5.2.2page 70)
- (14).....(CBA93article.6.5.1)
- (15).....(RPA99 version 2003article7.4.2.1page 117)
- (16).....(RPA99 version 2003 articule 7.4.2.2 page 66)
- (17).....(BEAL91révisée 99 Art A.8.1,21)
- (18).....(RBA99 version 2003 Art 7.4.2)
- (19).....(RPA99 version 2003 page 68)
- (20).....(CBA93B.8.3.3.1)
- (21)(RPA99 version 2003 article 7.7.2 page 75)

Références bibliographiques

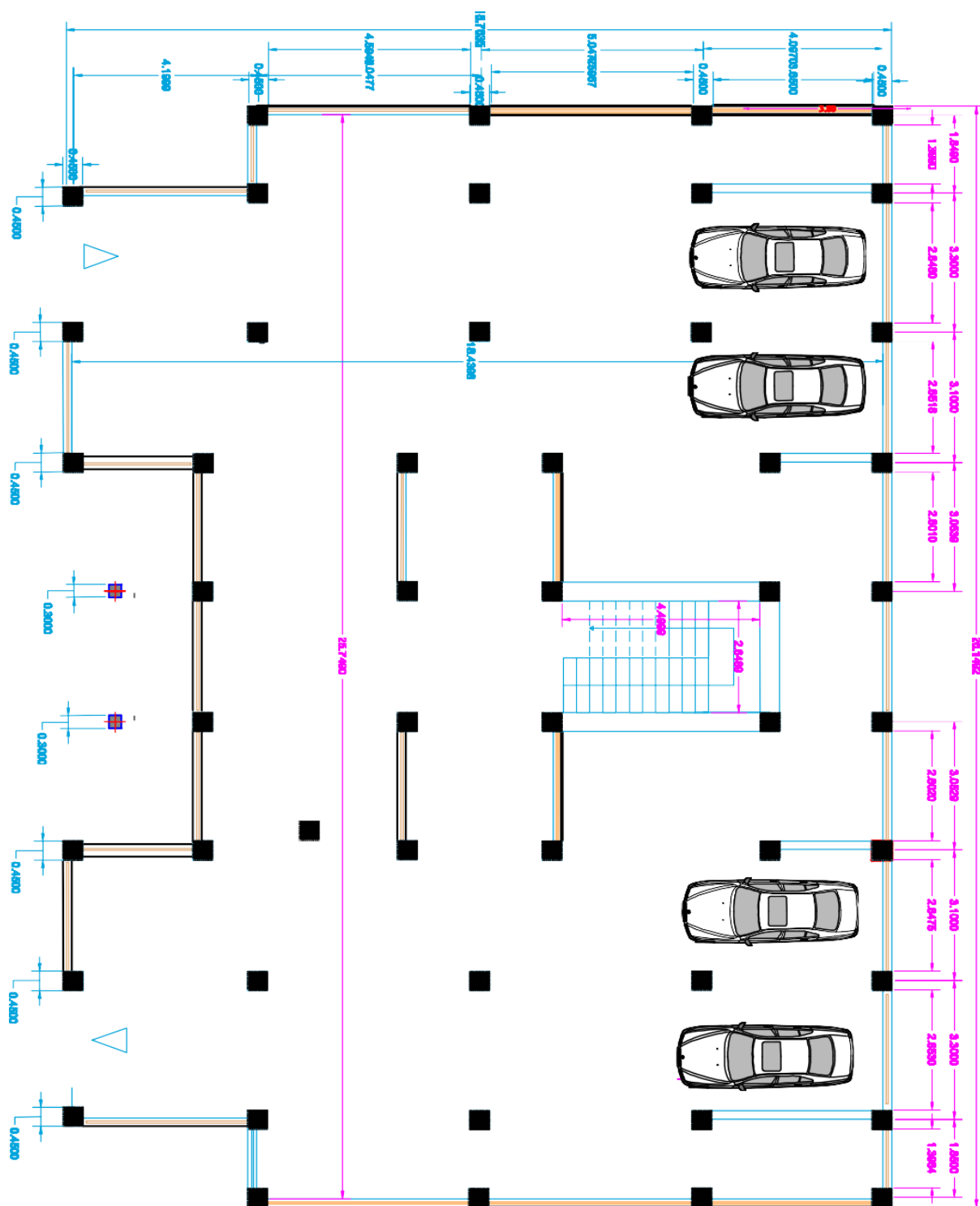
- ❖ Règles B.A.E.L 91 ;
 - ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 » ;
 - ❖ Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » ;
 - ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2
 - ❖ Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier ;
 - ❖ Calcul des ouvrages en béton armé ; M. BELAZOUGUI.
- . Thèses traitées :
- ❖ *Etude technique avec évaluation métrique d'un bâtiment à usage mixte (R+7 avec sous-sol .*
 - ❖ *Etude d'un bâtiment à usage administratif "blocs R+7+S/sol et deux similaires blocs R+3" Système de contreventement mixte(2007)*
 - ❖ *Etude un bâtiment d'habitation (RDC+5) avec sous-sol Contreventée MIXTE(2007)*
 - ❖ *étude est un bâtiment à usage habitation(R+4)(2007)*
 - ❖ *CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT A L'USAGE D'HABITATION (R+17) CONTREVENTEMENT MIXTE(2007)*
 - ❖ *ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) 2020*
 - ❖ *Etude d'un bâtiment (R+8+Sous Sol) à usage Multiple contreventé par un système mixte (voile-portique).(2012)*
 - ❖ *Etude d'un bâtiment RDC+9étage à usage multiple*

LOGICIEL :

- ❖ ***Autodesk Robot Structural analyses Professional 2010 .***
- ❖ ***ROBOT Expert 2010.***
- ❖ ***Auto CAD 2008.***



COUPE A-A



PLAN Sous-Sol