

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction civile et industrielle (CCI)

Thème

**Calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, contreventée par voiles
porteurs avec le logiciel ETABS**

Présenté par :

M^{elle} Benelhadj kenza

Devant le jury composé de :

| | | |
|--------------------|---------------------------------|-------------|
| Mme BELAZOUZ Lynda | Professeur à l'UMMTO | Présidente. |
| Mr ADJRAD Arezki | Maitre-assistant à l'UMMTO | Examineur . |
| Mr BOUKAIS Said | Maitre de conférences à l'UMMTO | Encadrant . |

Promotion : 2024/2025

Remerciement

Tous d'abord nous remercions le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la Patience d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier dignement, profondément et sincèrement mon promoteur Dr. Boukais Saïd pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Je tiens à remercier tous les enseignants de Génie Civil qui ont Contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Mes remerciements à ma famille et tous les ami(e)s, sans oublier tous mes camarades de la promotion (M2 - 2024 /2025) pour leur aide, patience, compréhension et encouragements.

Enfin mes sincères remerciements et ma profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger mon projet.

Merci à tous

Dédicace

Au nom de l'amour et du respect, je dédie ce modeste travail : A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et qui m'ont soutenu depuis mon premier jour à l'école, aucun remerciement n'est à la hauteur d'exprimer votre dévouement et vos sacrifices.

A mes très chers sœurs et frères : Lydia, Nesrine, Dalia, Arezki, Lounis , Lyes et Hocine.

A mes aimables nièces et neveux : Nirmine, Amira, Ghiles, Said et Juba

A la personne que j'ai eu la chance de connaître, dans les meilleurs et pires moments de ma vie « Ahmed ».

À mon amie d'enfance Dodoche, sa petite fille Marouche ,ses sœurs Chahinez ,Zazi ,Noria et sa maman na Yamina ,Hcicen ,Nalane ,Rabah

A tous mes amis qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège.

A tous mes amis de ma promo

A mon promoteur pour m'avoir encadré et conseillé tout au long de mes études.

Et à toutes les personnes qui m'ont tendu la main, de près ou de loin, en particulier Lilouche. Nachida.

KENZA

Listes des figures :

Chapitre I :

| | |
|--|---|
| Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton..... | 5 |
| Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)..... | 5 |
| Figure I-3-diagramme contrainte déformation de l'aciers | 7 |

Chapitre II :

| | |
|--|----|
| Figure II.1: Coupe d'un plancher à corps creux 12+4..... | 9 |
| Figure II.2: localisation d'un poteau le plus sollicité | 11 |
| Figure II.3: Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux..... | 12 |
| Figure II.4 : Coupe verticale du plancher étage courant en corps creux | 13 |
| Figure II.5: Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine | 13 |
| Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur | 14 |
| Figure II.7: Coupe verticale du mur intérieur..... | 15 |
| Figure 8 : Coupe de voile en élévation..... | 19 |

Chapitre III :

| | |
|---|----|
| Figure III.1.1 : Schéma du treillis soudé. | 20 |
| Figure III.1.2 : Schéma statique de la poutrelle..... | 21 |
| Figure III.1.3 : Diagramme des moments fléchissant | 22 |
| Figure III.1.4 : Schématisation de la section en T..... | 22 |
| Figure III .1.5 : Constitution de la section en Té..... | 23 |
| Figure III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU | 26 |
| Figure III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU | 27 |
| Figure III.1.8 : Disposition des armateurs transversal (poutrelle) | 31 |
| Figure III .1.9 : Coupe de ferrailage de plancher | 40 |
| Figure III.2.1 : schéma de l'escalier | 41 |
| Figure III.2.2 : coupe des escaliers | 41 |
| Figure III.2.3 : schéma statique d'escalier l'ELU | 44 |
| Figure III.2.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU | 46 |
| Figure III.2.5 : diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 53 |
| Figure III .3.1 : Schéma statique de la poutre palière (ELU) | 58 |

| | |
|--|----|
| Figure III.3.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU | 59 |
| Figure III.3.3 : Disposition des armateurs transversal (poutre palier) | 63 |
| Figure III.3.4 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELS | 63 |
| Figure III .3.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 64 |
| Figure III.3.6 : Schéma Ferrailage de la poutre palière..... | 65 |
| Figure III.4.1 : Schéma statique d'un balcon | 68 |
| Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU | 70 |
| Figure III.4.3 : Schéma de la section transversale..... | 71 |
| Figure III .4.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 75 |
| Figure III.4.5 : Schéma de ferrailage du balcon..... | 77 |
| Figure III.4.6 : Schéma de ferrailage du balcon coup A-A..... | 77 |
| Figure III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère | 78 |
| Figure III.5.2 : Schéma statique de l'acrotère | 78 |
| Figure III.5.3 : Diagrammes des efforts internes | 79 |
| Figure III.5.4 : Schéma de calcul de l'acrotère | 80 |
| Figure III.5.5 : Position du centre de pression | 80 |
| Figure III.5.6 : Ferrailage de l'acrotère | 85 |
| Chapitre IV : | |
| Figure IV.1 : Icône | 86 |
| Figure IV.2 : Fenêtre de dialogue..... | 86 |
| Figure IV.3 : Choix de l'unité | 87 |
| Figure IV.4 : Commande création d'un nouveau modèle | 87 |
| Figure IV.5 : Création d'un nouveau modèle..... | 88 |
| Figure IV.6 : Instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation ... | 88 |
| Figure IV.7 : Instruction des lignes de construction en plan..... | 89 |
| Figure IV.8 : Instruction des lignes de construction en élévation | 89 |
| Figure IV.9 : Instruction des lignes de construction en élévation | 90 |
| Figure IV.10 : Représentation de la structure en 2D | 90 |
| Figure IV.11: Représentation de la structure en 3D..... | 91 |
| Figure IV.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton..... | 91 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER..... | 92 |
| Figure IV.14 : Introduction des éléments barres..... | 92 |
| Figure IV.15 : Introduction des coffrages de poutres..... | 93 |
| Figure IV.16 : Définition des dimensions des poutres principales..... | 93 |
| Figure IV.17 : Définition des dimensions des poutres secondaires | 94 |
| Figure IV.18 : Définition des dimensions des poutres de palier | 94 |
| Figure IV.19 : Définition des dimensions du poteau 35x35..... | 95 |
| Figure IV.20: Définition des dimensions du poteau 40x40..... | 95 |
| Figure IV.21 : Définition des dimensions du poteau 45x45..... | 96 |
| Figure IV.22 : Définition des dimensions de voile | 96 |
| Figure IV.23 : Définition des dimensions des planchers en corps creux | 97 |
| Figure IV.24 : Définition des dimensions de la dalle pleine | 97 |
| Figure IV.25 : Commande de dessin poteaux | 98 |
| Figure IV.26: Dessin des poteaux 35x35 | 98 |
| Figure IV.27 : Dessin des poteaux 40x40 | 98 |
| Figure IV.28 : Dessin des poteaux 45x45 | 99 |
| Figure IV.29 : Commande de dessin poutres | 99 |
| Figure IV.30: Dessin des poutres principales 30x35..... | 99 |
| Figure IV.31 : dessin des poutres principales 30x35 | 100 |
| Figure IV.32 : Commande de dessin voile | 100 |
| Figure IV.33 : Affectation des voiles | 100 |
| Figure IV.34 : Positionnement des voiles | 101 |
| Figure IV.35 : Commande de dessin des dalles en corps creux | 101 |
| Figure IV.36 : affectation des dalles en corps creux | 101 |
| Figure IV.37: Commande de dessin des dalles en dalle pleine | 102 |
| Figure IV.38 : Affectation de la dalle pleine..... | 102 |
| Figure IV.39 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage | 102 |
| Figure IV.40 : Définition des charges G et Q..... | 103 |
| Figure IV.41: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003..... | 104 |
| Figure IV.42 : Commande d'introduction du spectre de réponse | 104 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.43 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 | 105 |
| Figure IV.44: Commande d'introduction des cas de charges sismiques..... | 106 |
| Figure IV.45 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.... | 106 |
| Figure IV.46 : définition de la masse sismique | 107 |
| Figure IV.47: Encastrement de la base de la structure | 107 |
| Figure IV.48 : Commande d'introduction d'un plancher rigide | 108 |
| Figure IV.49: Spécification du diaphragme | 108 |
| Figure IV.50 : Commande d'introduction des combinaisons d'actions | 109 |
| Figure IV.51 : Création des combinaisons de charges | 110 |
| Figure IV.52 : Attribution des charges surfacique à des panneaux | 110 |
| Figure IV.53 : Introduction de nombre de mode..... | 111 |
| Figure IV.54 : option de vérification du modèle | 111 |
| Figure IV.55 : Vue en 3D de la structure | 112 |
| Chapitre VI : | |
| Figure VI.1.1: schéma de ferrailage | 129 |
| Figure VI.1.2 : Section partiellement comprimée (SPC). | 129 |
| Figure VI.1.3 : Schéma de ferrailage | 130 |
| Figure VI.1.4: Affichage des résultats de Socotec | 133 |
| Figure VI.2.1 : Section simplement armée..... | 138 |
| Figure VI.2.2 : Section rectangulaire doublement armée..... | 139 |
| Figure VI.3.1 : La disposition des voiles | 151 |
| Chapitre VII : | |
| Figure VII.1: Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment | 163 |
| Figure VII.2 : Ferrailage de la semelle isolée..... | 170 |
| Figure VII.3 : vue en plan de la semelle sous voile | 171 |
| Figure VII.4 : Ferrailage de la semelle sous voile | 175 |

Listes des tableaux :

Chapitre II :

| | |
|--|----|
| Tableau II.01 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003) | 10 |
| Tableau II.02 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible..... | 12 |
| Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant..... | 13 |
| Tableau II.04 : Caractéristiques des balcons en dalle pleine..... | 14 |
| Tableau II.05 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur | 14 |
| Tableau II.06 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur | 15 |
| Tableau II.07 : Surcharges d'exploitation des différents éléments | 15 |
| Tableau II.08 : Récapitulatif de la descente de charge..... | 17 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Tableau III.2.1 : charges permanentes palier | 43 |
| Tableau III.2.2. : Charge permanentes volé | 43 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique | 115 |
| Tableau V.2 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z..... | 117 |
| Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X..... | 119 |
| Tableau V.4 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y | 121 |
| Tableau V.5 : Tableau récapitulatif selon X-X | 121 |
| Tableau V.6 : Tableau récapitulatif selon Y-Y | 121 |
| Tableau V.7 : Critères du facteur de qualité..... | 124 |
| Tableau V.8 : Vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X | 125 |
| Tableau V.9 : Vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y | 126 |
| Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- Δ sens x-x et y-y..... | 126 |

Chapitre VI :

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle..... | 128 |
| Tableau VI-1.2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS..... | 132 |
| Tableau VI.1.3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau du portique B | 134 |
| Tableau VI.1.4 : Vérification des contraintes | 137 |
| Tableau VI-2.1 : Ferrailage des poutres principales a l'ELU | 140 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI-2.2: Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU | 141 |
| Tableau VI.2.3 : Vérification au cisaillement | 141 |
| Tableau VI.2.4 : Influence de l'effort tranchant sur le béton | 142 |
| Tableau VI.2.5: L'adhérence et l'entraînement des barres | 142 |
| Tableau VI-2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales..... | 149 |
| Tableau VI-2.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires..... | 150 |
| Tableau VI.3.1: Ferrailage des VA (2-3) dans les différentes zones | 158 |
| Chapitre VII : | |
| Tableau VII-1 : Efforts revenant aux poteaux C2 et 2C | 165 |
| Tableau VII-2-Efforts revenant au voile (2-3) | 171 |
| Tableau VII-3-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) | 172 |

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE :

Chapitre I : Description de l'ouvrage

| | |
|--|---|
| I. Introduction..... | 1 |
| I.1 Présentation de l'ouvrage | 1 |
| I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage | 1 |
| I.3 les éléments de l'ouvrage..... | 1 |
| I.4 Hypothèses de calculs | 2 |
| I.5Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 3 |

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| II.1 Introduction | 8 |
| II.2 Pré dimensionnement de plancher | 8 |
| II.3 Pré dimensionnement des poutres | 9 |
| II.4 Balcons (dalles pleines) | 10 |
| II.5 Les poteaux | 11 |
| II.5 Les voiles | 18 |

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

| | |
|-------------------------------|----|
| III. Introduction | |
| III.1 Plancher..... | 20 |
| III.2 Les escaliers | 41 |
| III.3 La poutre palière | 58 |
| III.4 Les balcons..... | 68 |
| III.5 L'acrotère | 78 |

Chapitre IV : Modélisation de la structure

| | |
|--|----|
| IV. Introduction..... | 86 |
| IV.1 Description du logiciel ETABS | 86 |
| IV.2 Manuel d'utilisation de l'ETABS | 86 |
| IV.3 Etapes de modélisation..... | 87 |

Sommaire

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

| | |
|---|-----|
| V. Introduction | 113 |
| V.1 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens | 113 |
| a) Calcul de la période empirique T | 113 |
| b) Pourcentage de la participation de la masse modale | 115 |
| c) Justification du système de contreventement | 115 |
| d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6) | 122 |
| e) Vérification des déplacements relatif | 125 |
| f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P- Δ) | 126 |
| g) Vérification de l'effort normal réduit | 127 |
| h) Vérifications de la stabilité au renversement | 127 |

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

| | |
|-----------------------------------|-----|
| VI. Introduction | 128 |
| VI.1 Ferrailage des poteaux | 128 |
| VI.2 Ferrailage des poutres | 138 |
| VI.3 Ferrailage des voiles | 150 |

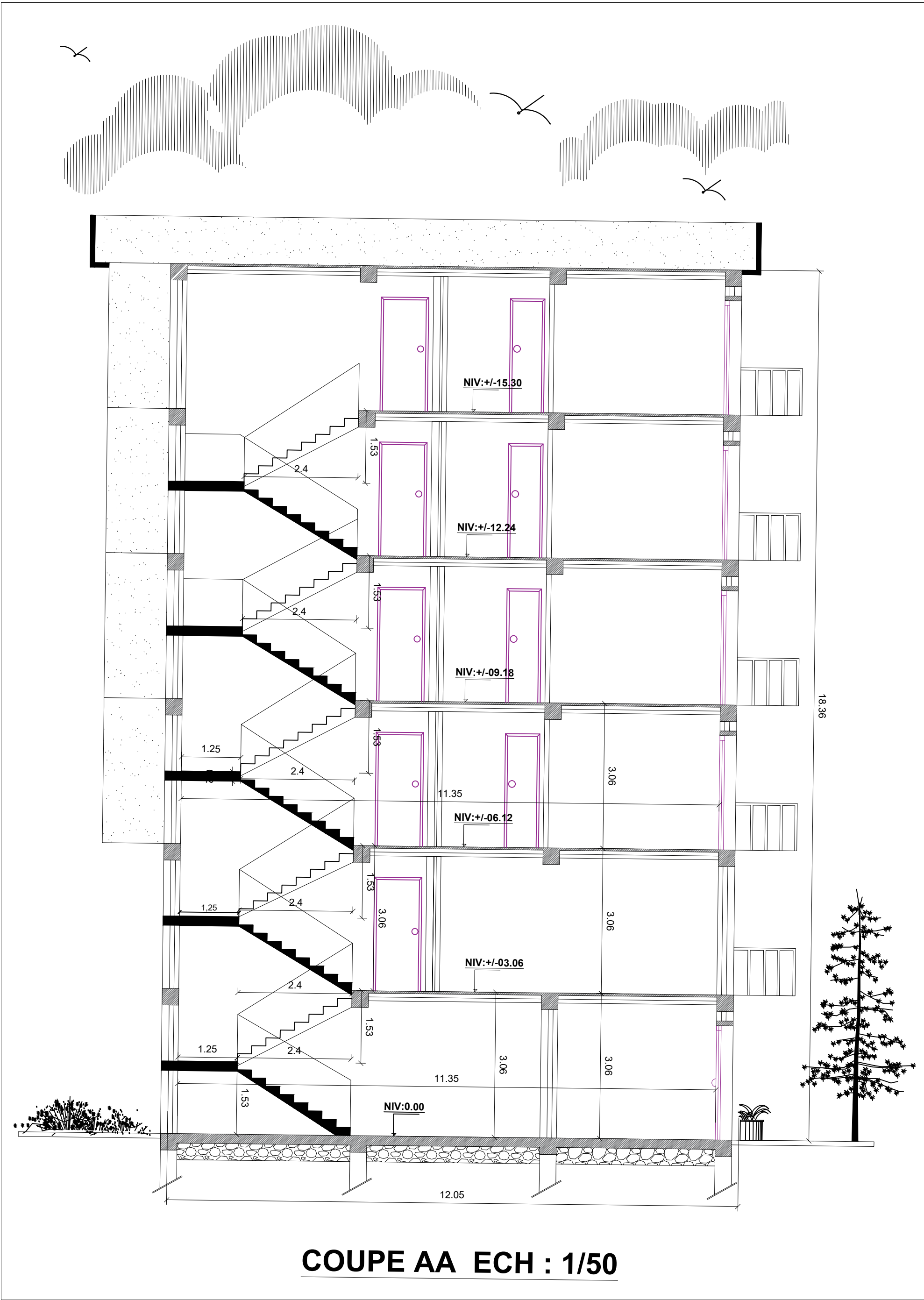
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

| | |
|---|-----|
| VII. 1 Introduction..... | 162 |
| VII.2 Choix et type de fondations | 162 |
| 1) Semelles isolées sous poteaux | 163 |
| 2) Semelles sous voile | 171 |

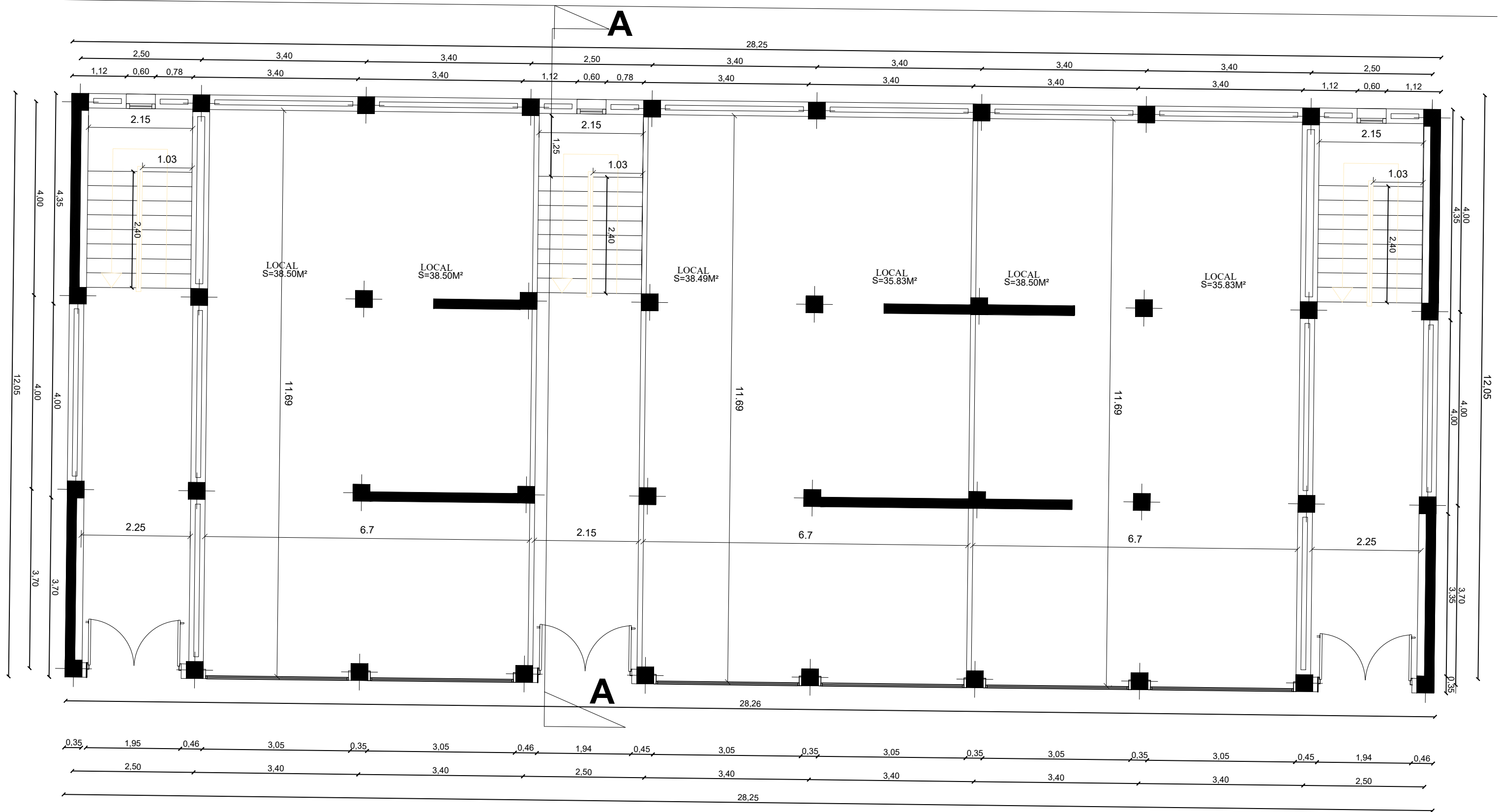
CONCLUSION GENERALE



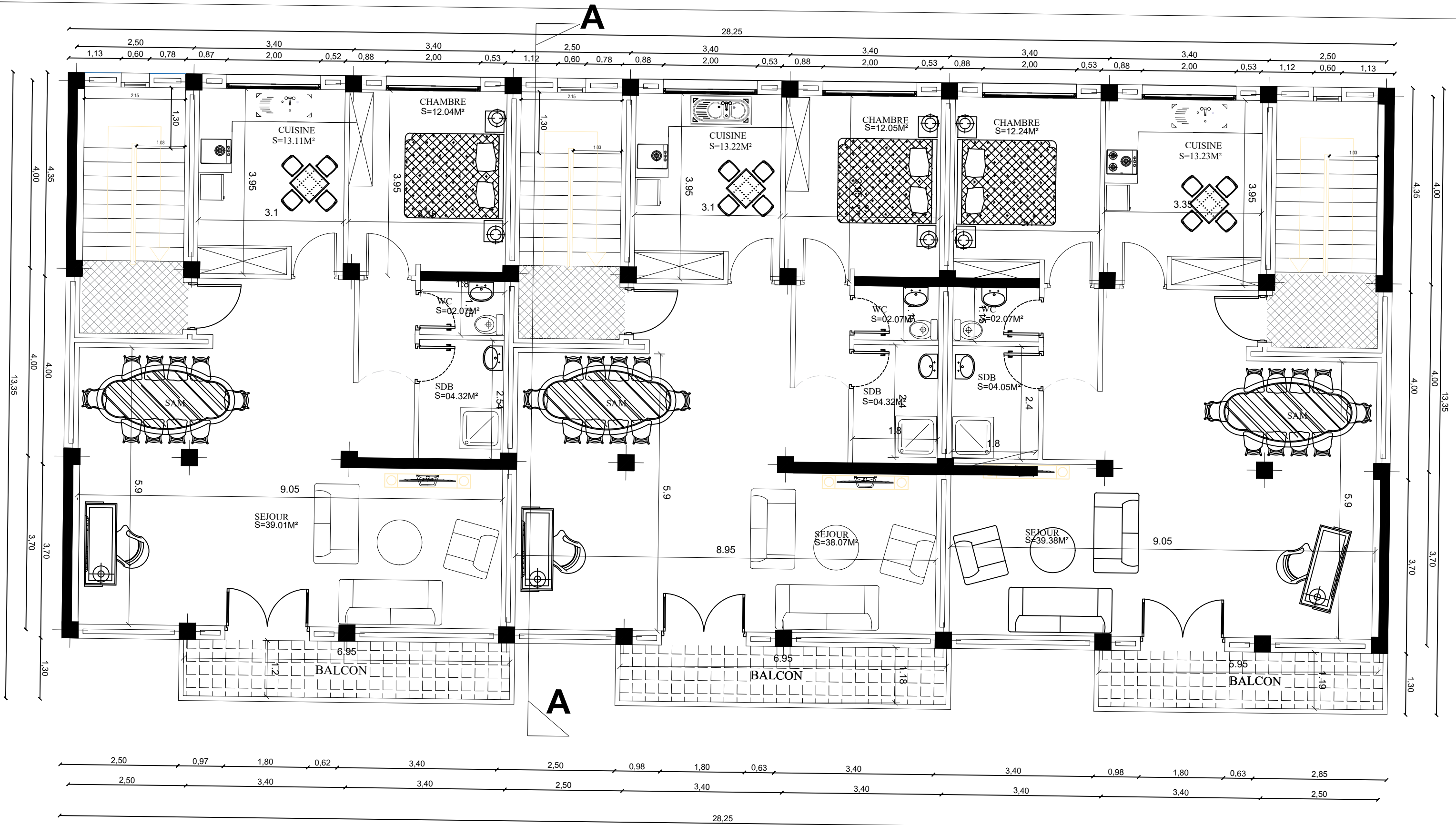
FACADE PRINCIPALE ECH : 1/50



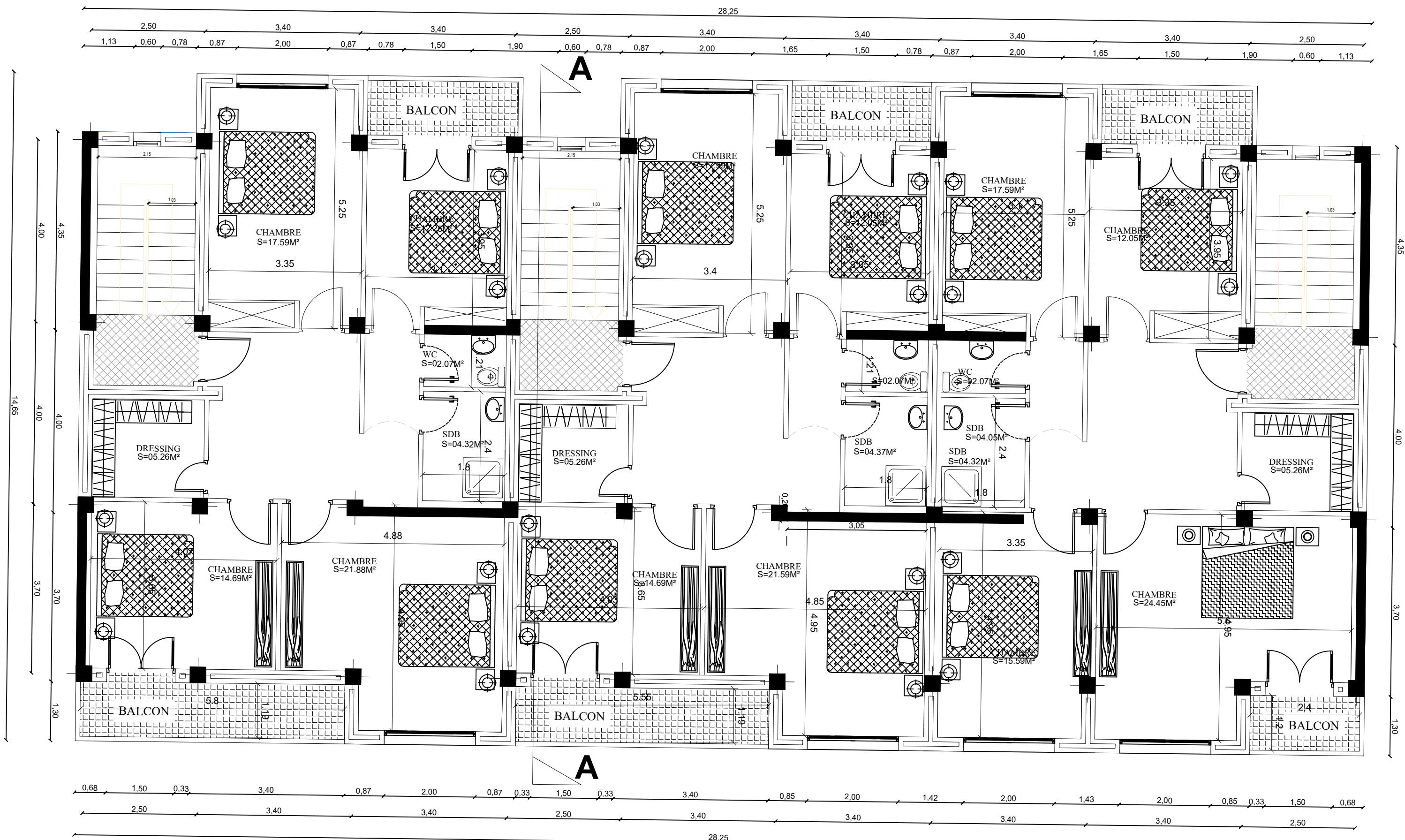
COUPE AA ECH : 1/50



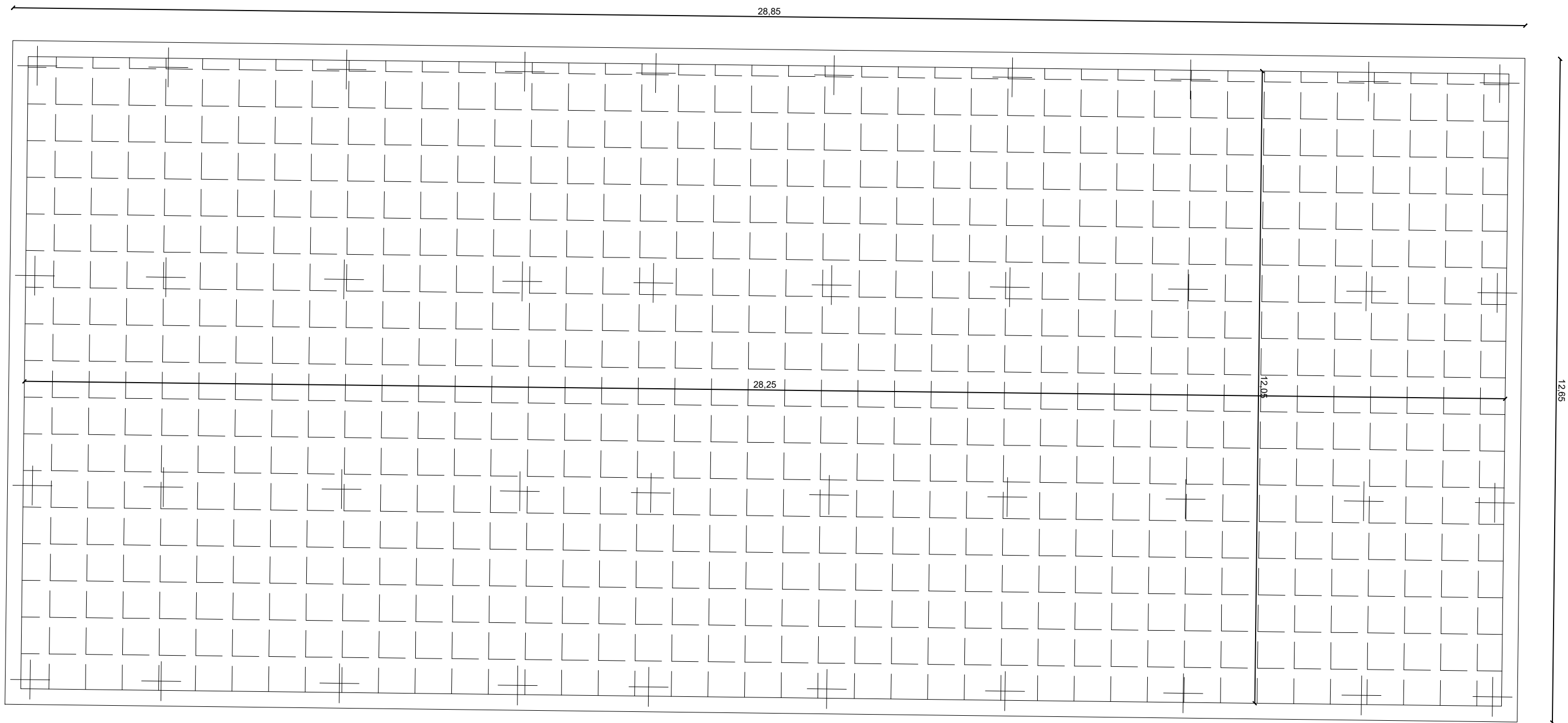
PLAN RDC Ech=1/50



PLAN 1ER ETAGE Ech=1/50



PLAN 2.3.4 .5 éme ETAGE Ech=1/50



PLAN DE TOITURE Ech=1/50

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de l'étude, de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de construction.

L'homme suit le progrès et apprend les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de celles-ci vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions du centre du pays (Boumerdes, Alger et Tizi Ouzou), a malheureusement causé d'énormes pertes humaines et matérielles.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique en vigueur.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Ce mémoire comporte sept (07) chapitres qu'on peut présenter comme suit :

- Les chapitres I et II, sont consacrés à la présentation de l'ouvrage et au dimensionnement des éléments résistants.
- Le chapitre III, présente le calcul des éléments secondaires.
- Les chapitres IV et V, abordent la modélisation de la structure, ainsi que, les vérifications exigées par la réglementation en vigueur (RPA2003).
- Le chapitre VI, illustre le ferraillement des éléments résistants du bâtiment (voiles et portiques).
- Enfin l'étude de l'infrastructure est présentée en chapitre VII.

I. Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec moindre coûts.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le thème de notre mémoire consiste au calcul des éléments résistants d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée à vocation commerciale (magasins), et cinq étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté dans la commune de AIN EL HAMMAM, classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : $L = 28.25$ m
- Largeur totale : $l = 12.05$ m
- Hauteur totale : $H = 18.36$ m
- Hauteur RDC = 3.06 m
- Hauteur d'étage = 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère = 0.6 m

I-3-les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature** : La construction a une ossature mixte composée de :
 - Portique transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
 - Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement toutes les charges horizontales et une certaine charge verticale (pour assurer leurs stabilité).
- **Les planchers** : Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonction :
 - **Fonction de la résistance mécanique** : les plancher supposée infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
 - **Fonction d'isolation** : Les plancher isolés thermiquement et acoustiquement.
Dans notre cas nous avons deux type de plancher, plancher à corps creux et plancher en dalle pleine
- **Les escaliers** : Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.
- **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

- **Terrasses :** Le bâtiment est muni d'une petite terrasse inaccessible.
- **Le remplissage (maçonnerie) :** La maçonnerie du bâtiment réalisé en briques creuses.
 - Les murs extérieurs sont constitués en double parois (10cm et 15cm d'épaisseurs), séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10cm.
- **L'acrotère :** Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm hauteur.

- **Les revêtements :**
 - Carrelage pour les planchers et escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Mortier de ciment les murs de façade et les cages d'escaliers.
 - Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **les fondations :**
La fondation est un élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondations dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Système de coffrage :**
On opte pour coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle le coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisé, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :
 - Rentabilité du chantier.
 - Sécurité de la main d'œuvre.
 - Réduction des opérations manuelles.
 - Réalisation rapide des Travaux.

I-4-Hypothèses de calculs :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlement BAEL 91(béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.
- ✓ **Hypothèse :**
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et plans après la déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5% dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2% dans le cas de la compression simple.

I-4-2 Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières aux delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

✓ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et plans après la déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
 - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15 E_b$; $n=15$).
- n : coefficient d'équivalence.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A)- Béton : Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité de l'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en Algérie.

A titre indicatif le dosage courant par 1m est comme suit :

- ✓ Granulats (sable 0/ 5, gravier 8/15)
- Gravions :800 L
- Sable : 400 L
- ✓ Ciment : 300 à 400 kg/m³
- ✓ Eau de gâchage : 150 à 200 L

A1)- Résistances mécaniques :

- **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes(2) :

$$f_{c28} \leq 40MPa \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$f_{c28} \geq 40MPa \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$$

Pour 28 jours $\leq j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj}=1.1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25$ MPa

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (BAEL 91, art A.2.1 ,12).

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

A2)- Module de déformation longitudinale : Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée:**

Sous des charges d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet un module de déformation longitudinale instantanée du béton E_i , égal à :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 ,art A.2.1 ,22})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots E_i = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différée:**

Sous des charges de longue durée d'application (supérieure à 24h) on admet un module de déformation longitudinale différée du béton E_v , égal à :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 ,art A.2.1 ,22})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a $E_{v28} = 10818.90 \text{ MPa}$.

A3)- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté (G) et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$$\vartheta = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta L}{L}$$

Avec $(\frac{\Delta d}{d})$: déformation relative transversale.

$(\frac{\Delta L}{L})$: déformation relative longitudinale.

D'après le BAEL 91, il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré), pour les calculs des déformations.

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré), pour les calculs des sollicitations.

A4)- Les états limites :

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **Etat limite ultime de résistance:**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité : stabilité de forme (flambement).

résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 , art A.4.3,41})$$

γ_b est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 en situation accidentelle

1.5 en situation courante

θ : Coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieur à 24h

$\theta = 0.9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on à $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante et 21.7 MPa en situation accidentelle.

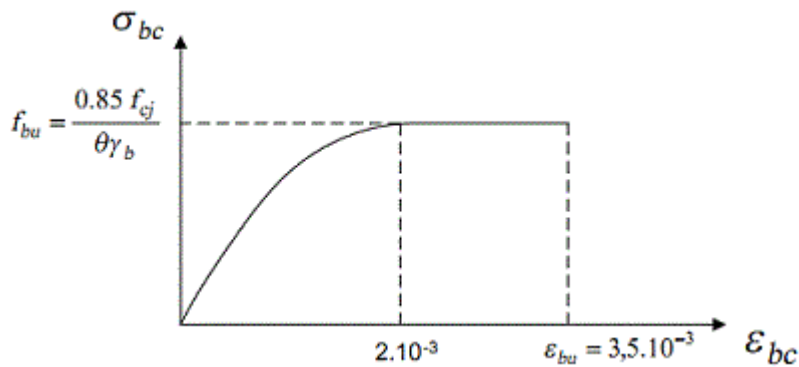


Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (compression pure)

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ (compression avec flexion.)

- Etat limite de service (BAEL/A .4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{BAEL 91 ,art A.4.5,2})$$

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

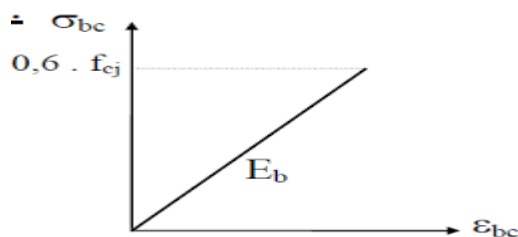


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)

A5)- Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :(BAEL 91 modifier en 99 ;5.1,21)

Elle est donnée par : $\tau = \frac{V_u}{bd}$

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d = h - c$ (0.9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

➤ **Si les armatures sont droites :**

❖ $T_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$ si la fissuration est non préjudiciable

❖ $T_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\}$ si la fissuration préjudiciable, où, très préjudiciable.

B)- Acier :**B1)- Généralité :**

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classés en deux catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 Mpa et 500 Mpa.

B2)- Module d'élasticité longitudinale E_s :

Il est pris égal à 200000Mpa (BAEL 91, art A.2.2 ,1).

B3)- Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale $\nu = 0.3$

B4)- Contraintes limites σ_{st} :

- A L'ELU

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 \longrightarrow situation courante

1.0 \longrightarrow situation accidentelle

- A L'ELS

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu préjudiciable :(A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **Fissuration préjudiciable:(A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

▪ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\sigma_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1.3$ pour les fils dont le diamètre < 6 mm

$\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA) ≥ 6 mm

B5) - Diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)

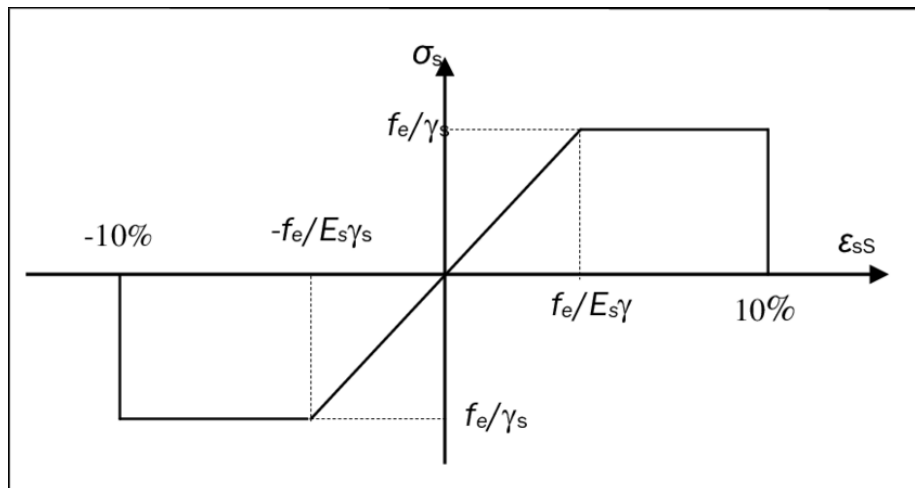


Figure I-3-diagramme contrainte déformation de l'acier

B6) -Protection des armatures (BAEL 91 art A.7.1) :

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5$ cm ...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3$ cm ...pour les éléments exposés aux intempéries
- $C \geq 1$ cm ...pour les parois situées dans les locaux couverts.

B7) -La réglementation utilisée : L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitation).
- Du BAEL 91 (règles technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).

II.1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de ses éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles. Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) pour le pré dimensionnement
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites limites (BAEL91)

II.2. Prédimensionnement de plancher :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonctions :

- Résistance : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux éléments verticaux puis aux fondations.
- Isolation : Les planchers assurent une isolation thermique et phonique entre les différents niveaux, ainsi que l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protection contre les incendies.
- Contreventement : Les planchers participent à la résistance des murs et des ossatures contre les efforts horizontaux.

➤ Plancher en corps creux :

Le plancher est composé de hourdis posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armée reposant sur des poutres principales (sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferraillée avec un treillis soudées.

D'après le **BAEL (art B.6.8, 424)**, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante:

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

ht : Hauteur totale du plancher

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles (L_{max} = L – b)

Remarque :

Dans un premier temps on prend d'abord une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA2003 qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa. Pour le calcul de L :

On a : L_{max} = 340 - 25 = 315cm

L : Distance entre-axe des poteaux.

$$ht \geq \frac{315}{22.5} \Rightarrow ht \geq 14\text{cm.}$$

On opte pour une hauteur du plancher : ht = 16 cm soit un plancher de (12+ 4) cm

Cette hauteur est valable pour tous les étages.

D'où l'épaisseur de corps creux est de 12cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

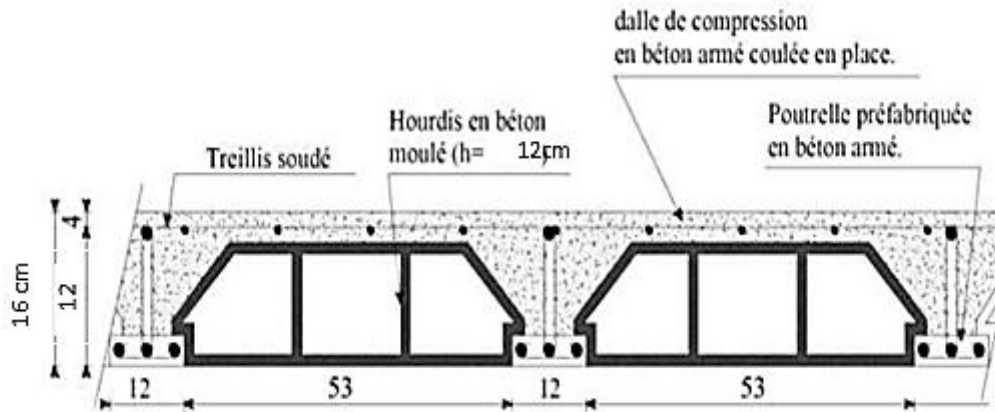


Figure II.1. Coupe d'un plancher à corps creux 12+4

II.3. Prédimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des Charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).
pour la poutre hyperstatique on utilisera la formule suivante :

- Hauteur des poutres :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{16} \quad [\text{Andre Coin , ossatures des bâtiments}]$$

Largeur des poutres :

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{\max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

a) Les poutres principales :

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\text{-Hauteur : } \frac{375}{20} \leq h_p \leq \frac{375}{16} \Rightarrow 18.75 \leq h_p \leq 23.44$$

On prend : $h_p = 30 \text{ cm}$.

$$\text{-Largeur : } 12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

b) Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\text{-Hauteur : } \frac{315}{20} \leq h_p \leq \frac{315}{16} \Rightarrow 15.75 \leq h_p \leq 19.69$$

On prend: $h_p = 30 \text{ cm}$

$$\text{-Largeur : } 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Art 7.5.1 RPA 99 / 2003}$$

| | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérifications |
|-----------------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------|
| Hauteur : h_p | $30 \geq 30 \text{ cm}$ | $30 \geq 30 \text{ cm}$ | Vérifie |
| Largeur : b | $25 \geq 20 \text{ cm}$ | $25 \geq 20 \text{ cm}$ | Vérifie |
| Hauteur / Largeur | $1.2 \leq 4$ | $1.2 \leq 4$ | Vérifie |

Tableau II 01 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003)

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

- (25×30) pour les poutres principales
- (25×30) pour les poutres secondaires

II.4. Balcons (dalles pleines)

L'épaisseur (ep) des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée à partir de la condition de la résistance à la flexion. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \Rightarrow ep \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

L : la portée libre

ep : l'épaisseur de la dalle

⇒ Donc on opte pour une épaisseur de 15 cm

II.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges. En tenant compte des limites imposées par le (RPA99modifié).Le RPA nous impose pour la zone (IIa) les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les condition suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

S: La section transversale du poteau considéré.

N_s: Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression

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

5.1. Calcul de la surface d'influence :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

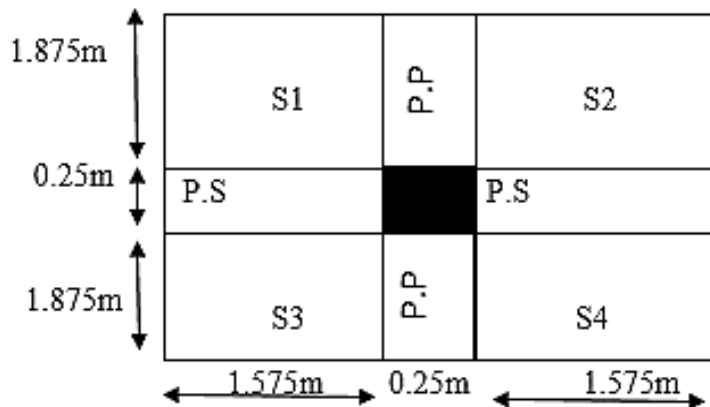
$$S_1 = 1.875 \times 1.575 = 2.953 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.857 \times 1.575 = 2.953 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.857 \times 1.575 = 2.953 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.857 \times 1.575 = 2.953 \text{ m}^2$$

$$S = 2.953 \times 4 = 11.81 \text{ m}^2$$



FigureII.2. : localisation d'un poteau le plus sollicité.

5.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au (DTR B.C.2.2.)

La figure II3 représente la coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux. On a la charge $G = (\rho e)$

ρ : le poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corp creux :**

Charges permanentes G :

| N° | Eléments | Poids volumique (KN/m3) | Epaisseur (m) | Charges G (KN/m2) |
|----|---------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------|
| 1 | Couche de gravier | 20 | 0.05 | 1 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Béton en forme de pente | 22 | 0.06 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane (par vapeur) | / | / | 0.02 |
| 5 | Isolation thermique | 4 | 0.04 | 0.16 |
| 6 | plancher en corps creux | 14 | (12+4)=16 | 2.5 |
| 7 | Enduit en plâtre | 10 | 0.02 | 0.20 |
| | | | | G = 5,54 (KN/m2) |

Tableau II 02 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

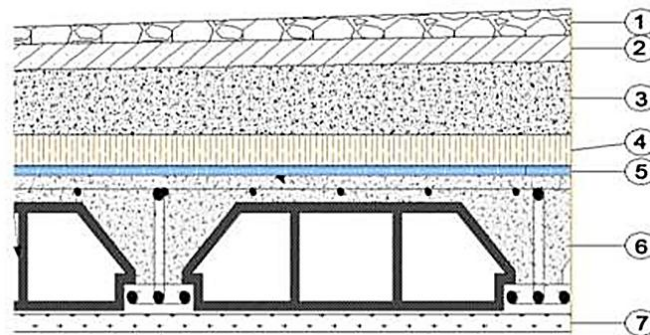


Figure II 3 : Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux

➤ Plancher étage courant

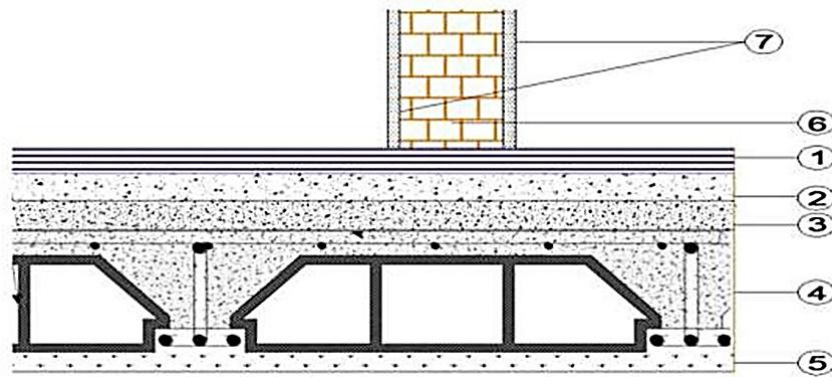


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher étage courant en corps creux

Charges permanentes G :

| N° | Eléments | Poids volumique (KN/m3) | Epaisseur (m) | Charges G (KN/m2) |
|----|--------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------|
| 1 | Revêtement en Carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.40 |
| 3 | Couche de sable | 18 | 0.02 | 0.54 |
| 4 | Plancher en corps creux | 14 | 0.16 | 2.50 |
| 5 | Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.20 |
| 6 | Briques creuses | 9 | 0.10 | 0.90 |
| 7 | Enduit de plâtre pour les murs | 10 | 0.02 | 0.20 |
| | | | | G=5.18 |

Tableau II -03 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

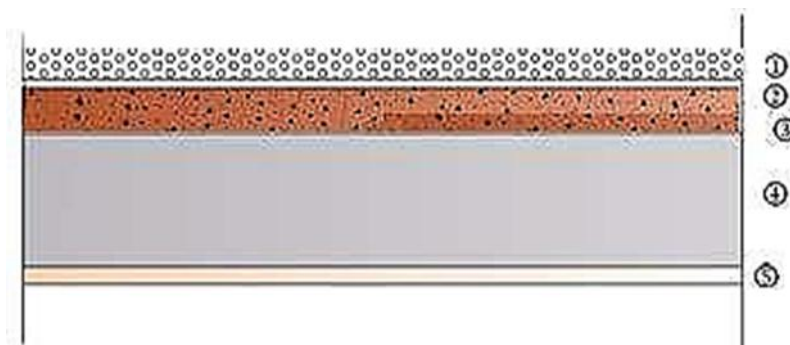


Figure II-05: Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine.

Balcons (dalles pleines)

| N° | Eléments | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Charges G (KN/m ²) |
|----|----------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 22 | 0,02 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| 3 | Couche de sable | 18 | 0,04 | 0,72 |
| 4 | Dalle pleine en béton armé | 25 | 0,15 | 3,75 |
| 5 | Enduit en mortier ciment | 22 | 0,02 | 0,44 |
| | | | | G = 5,75 KN/m² |

Tableau II04 : Caractéristiques des balcons en dalle pleine

➤ **Maçonnerie :**

a. Mur extérieur :

| N° | Eléments | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Charges G (KN/m ²) |
|----|------------------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Brique creuse | 13 | 0.15 | 1.95 |
| 3 | Lame d'air | / | 0.05 | / |
| 4 | Briques creuses | 9 | 0.10 | 0.90 |
| 5 | Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.20 |
| | | | | G=3.49 |

Tableau II-05 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

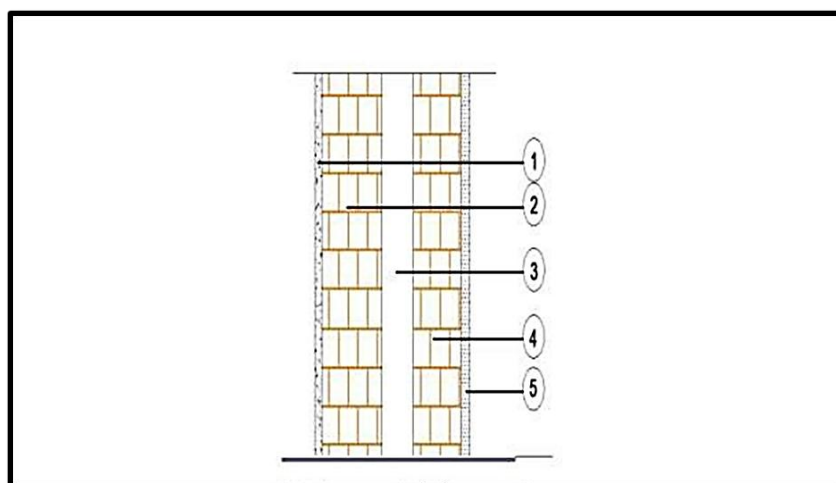


Figure II-06 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b. Mur intérieur :

| N° | Eléments | Poids volumique (KN/m3) | Epaisseur (m) | Charges G (KN/m2) |
|----|------------------|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| 1 | Enduit de plâtre | 10×2 | 0.02×2 | 0.40 |
| 2 | Briques creuses | 9 | 0.10 | 0.90 |
| | | | | G=1,30 KN/m² |

Tableau II-06: Caractéristiques des éléments du mur intérieur.

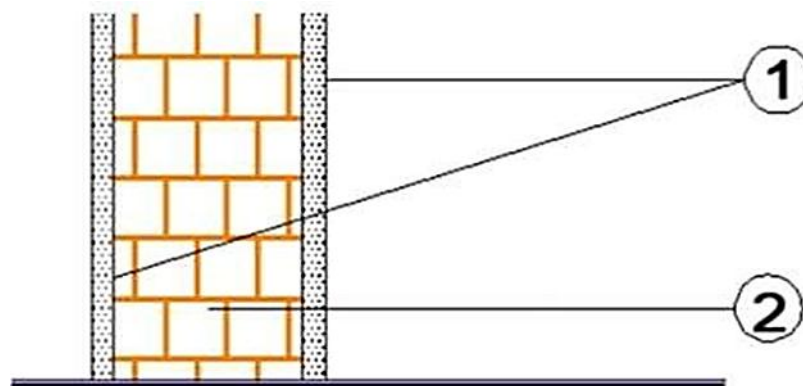


Figure II.07: Coupe verticale du mur intérieur

▪ Charge d'exploitation :

| Eléments | Surcharges en KN/m2 |
|--------------------------------|---------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1 |
| Plancher étage courant | 1.5 |
| Plancher RDC | 2.5 |
| Balcon | 3.5 |
| Escalier | 2.5 |

Tableau II-07: surcharges d'exploitation des différents éléments.

5.3. Calcul de l'effort normal :

▪ Poids propre des poutres :

Poutres principales : $G_{pp} = (0.25 \times 0.30) \times 4 \times 25 \Rightarrow G_{pp} = 7.5KN$

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times 3.4 \times 25 \Rightarrow G_{ps} = 6.38 KN$

D'où : $G_t = 7.5+6.38= 13.88KN$

▪ **Poids propre des planchers :**

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise la formule suivante :

$$P = Gt \times S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

G : Charge surfacique revenant au plancher

S_n : Surface nette du plancher

Plancher terrasse inaccessible : $G_p = 11.81 \times 5.54 \Rightarrow G_p = 65.43 \text{KN}$

Plancher étage courant : $G_{pe} = 11.81 \times 5.18 \Rightarrow G_{pe} = 61.18 \text{KN}$

▪ **Poids propre des poteaux :**

Poteaux RDC : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow G_p = 4.78 \text{KN}$

Poteaux d'étage courant : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow G_p = 4.78 \text{KN}$

▪ **Les charges d'exploitations :**

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise la formule suivante :

$$Q = q \times S_n$$

Avec :

Q : Poids propre du plancher

q : Charge d'exploitation revenant au plancher

S_n : Surface nette du plancher.

- Terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 11.81 = 11.81 \text{KN}$

- Plancher étage courant : $Q_1 = 1.5 \times 11.81 = 17.72 \text{KN}$

- RDC : $Q_3 = 2.5 \times 11.81 = 29.53 \text{KN}$

5.4. La loi de dégression des surcharges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression des surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\sum Q = Q_0$$

$$\sum Q = Q_0 + Q_1$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Pour } n \geq 5 \quad \sum Q = Q_0 + 3 + n \cdot 2n \cdot Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots + Q_n \mu$$

5.4.1. Les surcharges cumulées :

Sous le 5^{ème} étage := Q0 = 11.81kN

Sous le 4^{ème} étage : Q0+Q1 = 29.53KN

Sous le 3^{ème} étage : Q0+0.95(Q1+Q2) = 45.48KN

Sous le 2^{ème} étage : Q0+0.90(Q1+Q2+Q3) = 59.65KN

Sous le 1^{er} étage : Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4) = 72.06KN

Sous le RDS : Q0+0.80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) = 92.14KN

Le tableau suivant donne un aperçu des résultats obtenus :

| Niveaux | G de poutres | G de planchers | G de poteaux | G total | G cumulée (KN) | Q (KN) | Q cumulée (KN) | Ns=G+Q (KN) | $S=\frac{Ns}{\sigma_{bc}}$ (cm ²) | Choix de la section (cm ²) |
|---------|--------------|----------------|--------------|---------|----------------|--------|----------------|-------------|---|--|
| 5 | 13.88 | 65.43 | 4.78 | 84.09 | 84.09 | 11.84 | 11.81 | 95.9 | 95.9 | 25×25 |
| 4 | 13.88 | 61.18 | 4.78 | 79.84 | 163.93 | 17.72 | 29.53 | 193.46 | 128.97 | 25×25 |
| 3 | 13.88 | 61.18 | 4.78 | 79.84 | 243.77 | 17.72 | 45.48 | 289.25 | 192.83 | 25×25 |
| 2 | 13.88 | 61.18 | 4.78 | 79.84 | 323.61 | 17.72 | 59.65 | 383.26 | 255.51 | 25×25 |
| 1 | 13.88 | 61.18 | 4.78 | 79.84 | 403.45 | 17.72 | 72.06 | 475.51 | 317 | 25×25 |
| RDS | 13.88 | 61.18 | 4.78 | 79.84 | 483.29 | 29.53 | 92.14 | 575.43 | 383.62 | 25×25 |

TableauII-08 : Récapitulatif de la descente de charge.

5.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Vérification de la section du poteau selon l'article 7.4.1 du RPA 99/2003, en zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes:

$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(25 \times 25) \Rightarrow 25 \geq 25 \text{cm} \dots\dots\dots$ Condition. Vérifiée

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \frac{he}{20} = \frac{276}{20} = 13.8 \dots\dots\dots$ Condition. Vérifiée

$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots$ Condition. Vérifiée

5.6. Vérifications des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement. Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ cm}$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 \times l_0$).

$L_0 = h_e$: Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$).

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \leq 50 \quad \text{on aura} \quad \lambda = 26.77 \leq 50$$

Poteaux (25x25), pour le RDC , les étages courants :

$$\lambda = \frac{2.76}{0.25} \cdot 2.42 = 26.72 < 50 \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les sections des poteaux de la structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Conclusion :

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme

II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 0.15\right)$$

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

D'où :

$$a \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la largeur:(Art7.7.1) du RPA99/version2003.:

La longueur (L) des voiles doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur (Art 7.7.1 de RPA99 /2003)

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 15 \Rightarrow L \geq 60 \text{ cm}$$

Tous les voiles de la structures ont des longueurs dépassant les 60 cm, la condition est vérifiée.

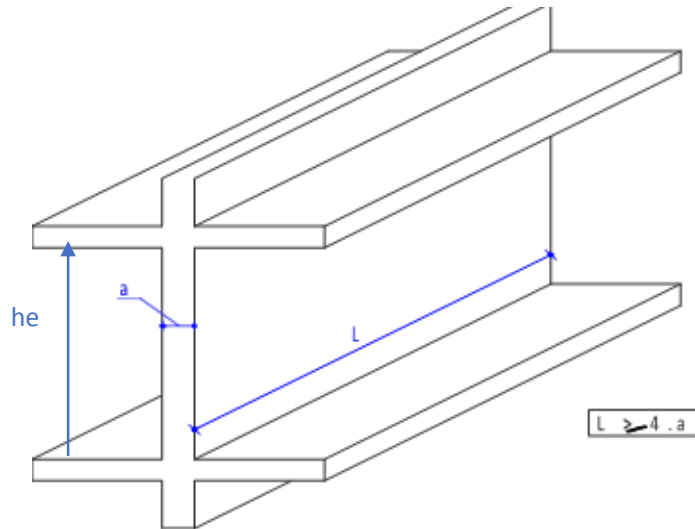


Figure II-08 : Coupe de voile en élévation

III. Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + poutre palière, les balcons et l'acrotère,.

III.1. Plancher :

Le calcul présent est mené en considérant les éléments du plancher RDC

III.1.1. Ferrailage de la dalle de compression :

⊕ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (⊥)

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre - axe des poutrelles (entre 50 cm < L < 80 cm) on prend L= 65 cm

f_e: limite d'élasticité qui égale 520 MPa

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{cm}^2/\text{ml}$

Soit $A_{\perp} = 5 \text{ } \phi 6 = 1.41 \text{cm}^2$. avec un espacement **St= 20cm.**

⊕ Armatures parallèles aux poutrelles(A//)

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.5 \text{cm}^2$$

Soit $A// = 5 \text{ } \phi 6 = 1.41 \text{cm}^2$. avec un espacement **St= 20cm.**

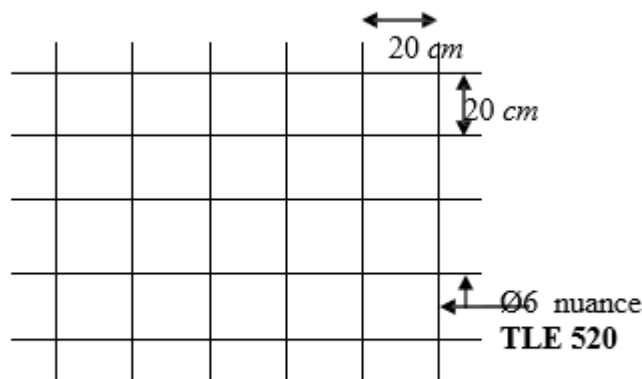


Figure III-1.1 Schéma du treillis soudé.

III.1.2. Poutrelles (comportement) :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

A) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps et celui de l'ouvrier. Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c.à.d. la travée de plus grande longueur : L=3.05m.

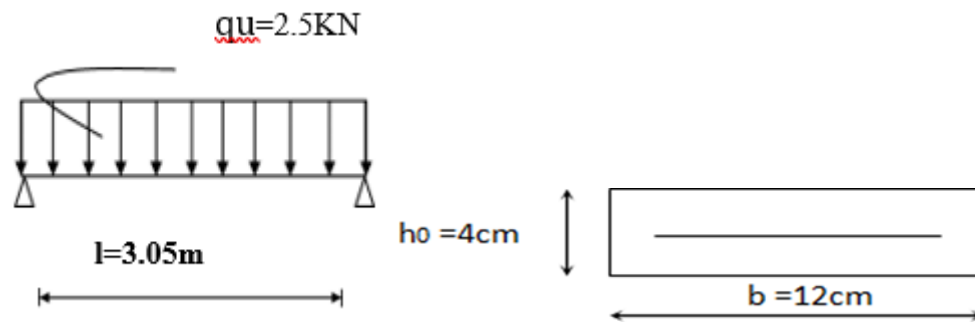


Figure III.1.2. Schéma statique de la poutrelle.

➤ Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/mL}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/mL}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/mL}$

➤ Combinaison d'action :

- Charge permanente : $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/mL}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/mL}$

➤ Calcul à l'état limite ultime :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/mL}$$

- Calcul de moment max en travée :

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.05)^2}{8} = 2.91 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant max en travée :

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.05}{2} = 3.81 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

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

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

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$fbc = \frac{0.85 f_c 28}{\sigma \gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{2.91 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.26$$

$$\mu = 4.26 > \mu_1 = 0.3920$$

La section est doublement armée (SDA) : Les armatures de compression sont nécessaires.

Comme la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de les placer, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Les étais sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.27 \text{ KN/ml}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.27}{2.5}} = 0.93 \text{ m.}$$

On prend $L=0.90$ m entre étais.

B) Après coulage de la dalle de la compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles venant au plancher.

- **Création de la section en T**

La table de compression joue un rôle assez important lors de l'étude d'une poutrelle sur appuis continus. En considérant le diagramme des moments fléchissant (Fig. 1.3), on note que celui-ci change de signe selon la zone considérée (négatif au voisinage des appuis, et positif en travée). Pour cause de la nature du béton (très faible résistance en traction), en appuis la table de compression ne participe pas à la résistance de l'élément, mais au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ceux-ci, le moment devient positif (la table se trouvant alors dans la partie comprimée de la section), d'où la formation progressive de la section en T (Fig. 1.4).

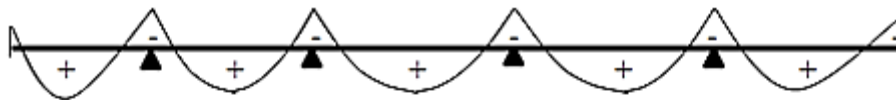


Figure III.1.3. Diagramme des moments fléchissant

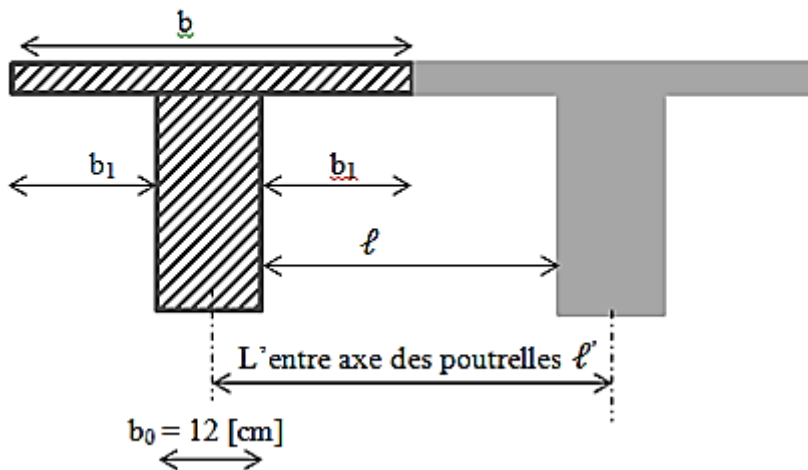


Figure III.1.4. Schématisation de la section en T

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure, à partir de son parement est définie comme suit (Fig. 1.5):

(1) On ne doit pas attribuer une même zone de hourdis à deux (02) nervures différentes.

$$b_1 \leq \frac{\ell}{2} \quad (: \text{ distance entre deux faces voisines de deux poutrelles).$$

(2) La largeur b_1 doit être inférieure ou égale au dixième de la portée de la nervure (poutrelle).

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad L, \text{ représente la portée libre de la poutrelle}$$

- (3) La largeur b_1 ne doit pas dépasser les deux tiers ($\frac{2}{3}$) de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.
- (4) La largeur b_1 est limitée au quarantième ($\frac{1}{40}$) de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché, augmentée des deux tiers ($\frac{2}{3}$) de la distance de la section considérée à cet appui.

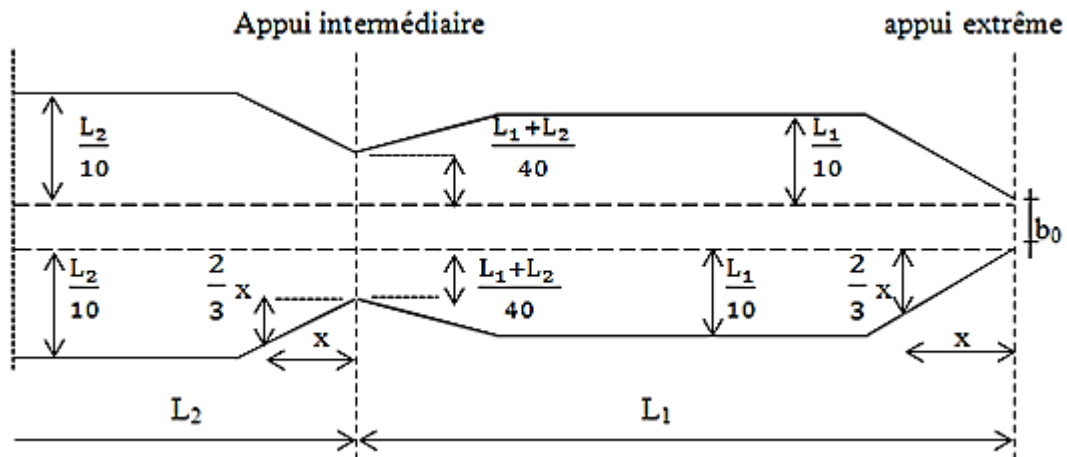


Figure III.1.5. Constitution de la section en T

- $b_1 \leq \frac{l' - b_0}{2}$
- $b_1 \leq \frac{L_1}{10}$
- $b_1 \leq \frac{2}{3} x$
- $b_1 \leq \frac{2}{3} x + \frac{L_1 + L_2}{40}$

Remarque : Pour le cas d'étude présent on calcule le moment maximal au voisinage de la mi-travée, de ce fait la première condition est plus appropriée.

❖ **Charge et surcharge :**

Plancher RDC

- Poids de plancher : $G_p = 5.18 \times 0,65 = 3.367 \text{ KN / ml}$
- Surcharges d'exploitation : $Q_p = 2.5 \times 0,65 = 1.625 \text{ KN / ml}$

❖ **Combinaison d'action :**

Plancher RDC

- ELU : $q_u = 1,35G_p + 1,5Q_p = (1,35 \times 3.367) + (1,5 \times 1.625) = 6.98 \text{ KN / ml}$
- ELS : $q_s = G_p + Q_p = 4.99 \text{ KN / ml}$.

III.1.3. Etude des poutrelles :

Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

-Nature du plancher :

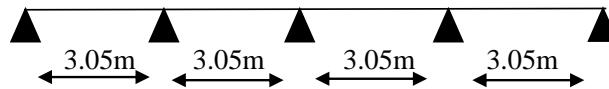
$Q \leq \min (2 G ; 5 [kN/m^2])$, Où G représente la Charge permanente et Q la surcharge nominale du plancher.

$$Q \leq \{2G; 5 kN/m^2\} :$$

$$Q = 2.5 \leq 2G = 2 \times 5.18 = 10.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \leq 10.36 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{plancher à faible surcharge}$$

Comme exemple de calcul on prend une poutrelle continue intermédiaire (par rapport au nombre de travées), appartenant au rez de chaussée.



On peut appliquer éventuellement la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

- La fissuration est non préjudiciable (poutrelle à l'intérieur de la structure) \Rightarrow condition vérifiée
- Les moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées (hauteur constante du plancher) \Rightarrow condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.05}{3.05} = 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On applique la méthode forfaitaire

Calcul des coefficients dépendant du rapport de charges :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.367} = 0.325$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad (0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3})$$

α varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée

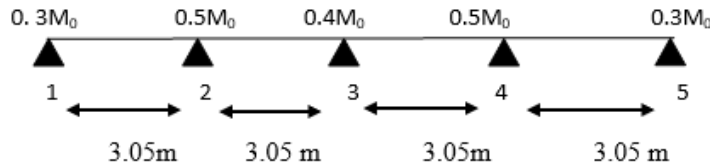
On aura après le calcul : $\alpha = 0.325$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.548 \quad (\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire})$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648 \quad (\text{Dans le cas d'une travée de rive.})$$

$$(1+0.3\alpha) = 1.097$$

Nous avons une poutre sur 5 appuis, les coefficients de pondération sont montrés sur le schéma suivant :



A) Calcul des moments fléchissant :

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.98 \times 3.05^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.98 \times 3.05^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.98 \times 3.05^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.98 \times 3.05^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3 (8.12) = 2.436 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 (8.12) = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 (8.12) = 3.248 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,5 (8.12) = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{01} = 0,3 (8.12) = 2.436 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

travée de rive :

travée M t₁₋₂

$$M_{t_{1-2}} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_1+M_2}{2}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq \max (8.53 ; 8.91) - 3.248$$

$$M_{t_{1-2}} \geq 5.662 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq 5.261 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t_{1-2}} = 5.662 \text{ KN.m}$

travée M t₄₋₅

$$M_{t_{4-5}} \geq \max \{1.05M_{04} ; (1+0.3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_4+M_5}{2}$$

$$M_{t_{4-5}} \geq \max (8.53 ; 8.91) - 3.248$$

$$M_{t_{4-5}} \geq 5.662 \text{ KN.m}$$

- $M_{4-5} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_{04}$
 $M_{t_{4-5}} \geq 5.261 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{t_{4-5}} = 5.662 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire :

Travée $M_{t_{2-3}}$

- $M_{t_{2-3}} \geq \max \{1.05M_{04} ; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_2+M_3}{2}$
 $M_{t_{2-3}} \geq \max (8.53 ; 8.91) - 3.654$
 $M_{t_{2-3}} \geq 5.256 \text{ KN.m}$

- $M_{2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_{02}$
 $M_{t_{2-3}} \geq 4.45 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{t_{2-3}} = 5.256 \text{ KN.m}$

Travée $M_{t_{3-4}}$

- $M_{t_{3-4}} \geq \max \{1.05M_{04} ; (1+0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_3+M_4}{2}$
 $M_{t_{3-4}} \geq \max (8.53 ; 8.91) - 3.654$
 $M_{t_{3-4}} \geq 5.256 \text{ KN.m}$

- $M_{3-4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_{03}$
 $M_{t_{3-4}} \geq 4.45 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{t_{3-4}} = 5.256 \text{ KN.m}$

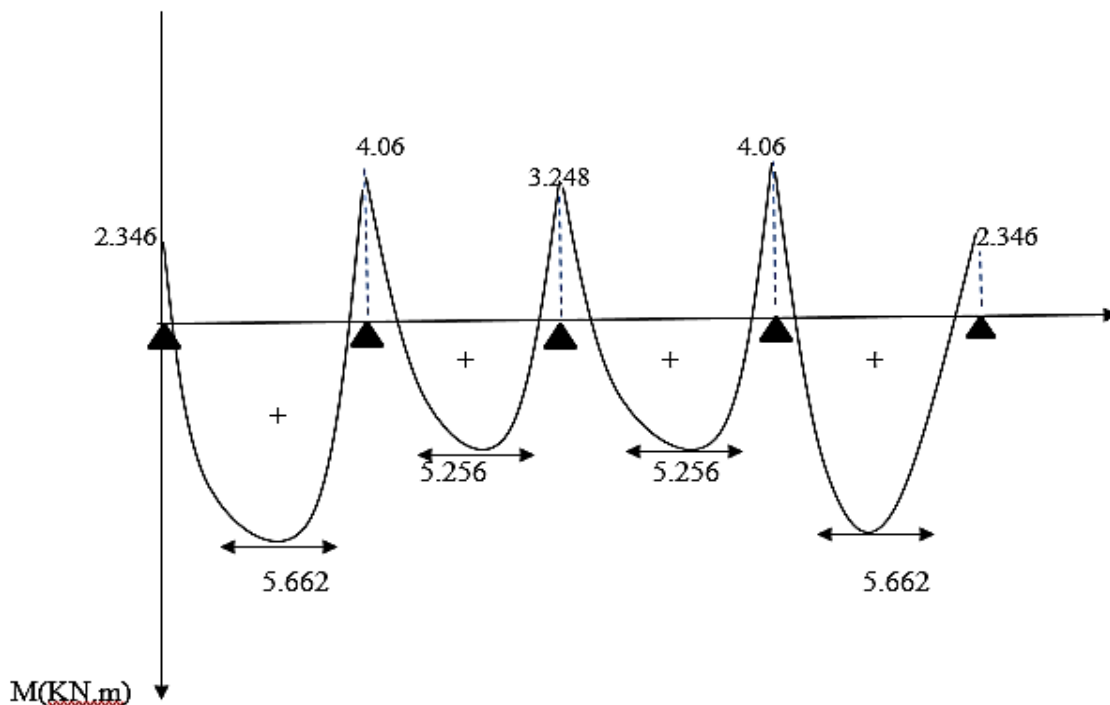


Figure.III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

B) Calcul les efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(Mi+1)-Mi}{Li}$$

$$V_e = \frac{qu l_i}{2} ; \quad V_w = - \frac{qu l_i}{2}$$

Avec :

V_w : effort tranchant sur l'appui de gauche de la travée

V_e : effort tranchant sur l'appui de droite de la travée

-A l'ELU :

Travée de rive (1-2)

$$T_1 = qu \frac{L_{1-2}}{2} + \frac{M_2-M_1}{L_{1-2}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-4.06)-(-2.436)}{3.05} = 10.11 \text{ KN}$$

$$T_2 = -qu \frac{L_{1-2}}{2} + \frac{M_2-M_1}{L_{1-2}} = -6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-4.06)-(-2.436)}{3.05} = -11.18 \text{ KN}$$

Travée de rive (2-3)

$$T_2 = qu \frac{L_{2-3}}{2} + \frac{M_3-M_2}{L_{2-3}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.248)-(-4.06)}{3.05} = 10.91 \text{ KN}$$

$$T_3 = -qu \frac{L_{2-3}}{2} + \frac{M_3-M_2}{L_{2-3}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.248)-(-4.06)}{3.05} = -10.38 \text{ KN}$$

Travée de rive (3-4)

$$T_3 = qu \frac{L_{3-4}}{2} + \frac{M_4-M_3}{L_{3-4}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-4.06)-(-3.248)}{3.05} = 10.37 \text{ KN}$$

$$T_4 = -qu \frac{L_{3-4}}{2} + \frac{M_4-M_3}{L_{3-4}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-4.06)-(-3.248)}{3.05} = -10.91 \text{ KN}$$

Travée de rive (4-5)

$$T_4 = qu \frac{L_{4-5}}{2} + \frac{M_5-M_4}{L_{4-5}} = 6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-2.436)-(-4.06)}{3.05} = 11.18 \text{ KN}$$

$$T_5 = -qu \frac{L_{4-5}}{2} + \frac{M_5-M_4}{L_{4-5}} = -6.98 \frac{3.05}{2} + \frac{(-2.436)-(-4.06)}{3.05} = -10.11 \text{ KN}$$

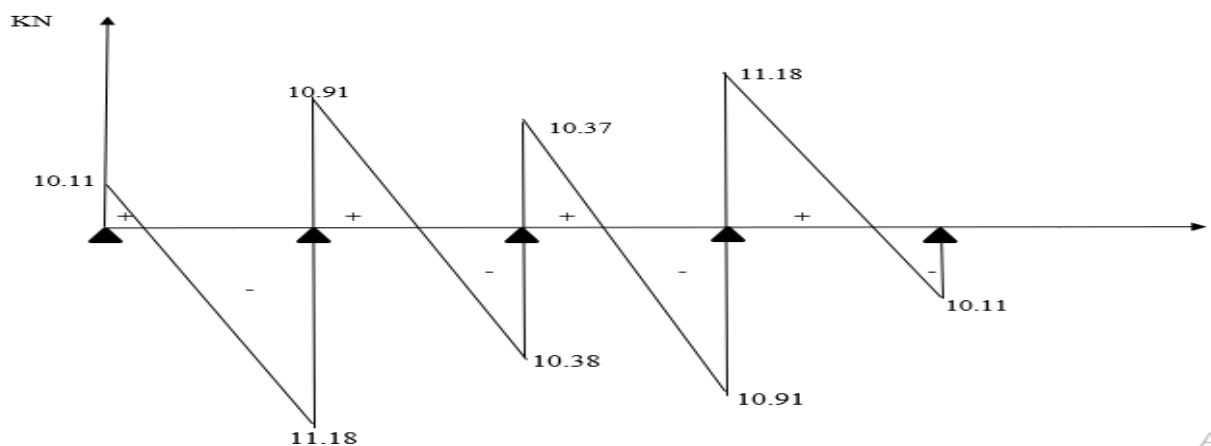


Figure III.1.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

C) Ferrailage à l'ELU

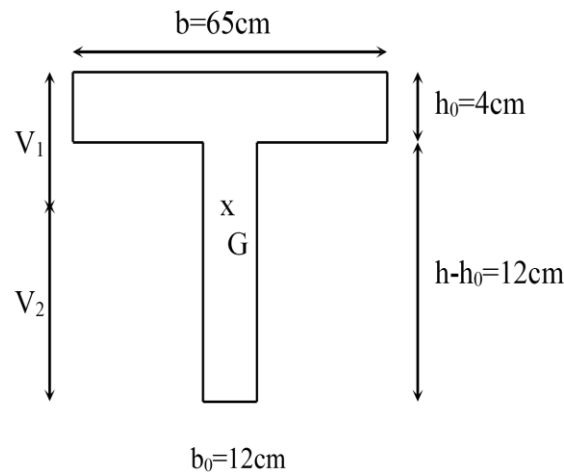
Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

❖ **Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=14\text{cm}$

- **Ferrailage en travée:**



Ferrailage de la **travée (1-2)** : $M_t = 5.662 \text{ KN.m}$

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,14 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 44.304\text{KN.m}$$

$$M_t = 5.662 \text{ KN.m} < M_0 = 44.304 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

La section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 16) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.662}{0.65 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.032 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.662 \times 10^2}{0.984 \times 14 \left(\frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-1}} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8=1.51cm²

Ferrailage de la travée (2-3) : $M_t = 5.256 \text{ KN.m}$

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,14 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 44.304 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.256 \text{ KN.m} < M_0 = 44.304 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

La section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 16) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.256}{0.65 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.030 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.256 \times 10^2}{0.985 \times 14 \left(\frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-1}} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8=1.51 cm²

- **Ferrailage en appuis :**

Ferrailage en **appui 1**: $M_1 = 2.346 \text{ KNm}$

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 44.304 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,14 - \frac{0,04}{2} \right) = 44.304 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = 2.346 \text{ kn.m} < M_0 = 44.304 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression. La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 16)$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2.346}{0.12 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.070 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section}$$

simplement armée)

$$\mu = 0.070 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.346 \times 10^2}{0.964 \times 14 \left(\frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-1}} = 0.49$$

Donc on choisit comme armatures : $A_{st} = 2\text{HA } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appui **2**: $M_2 = 4.06 \text{ KNm}$

$$M_0 = fbu \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d \cdot \frac{h_0}{2}\right) = 44.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,14 - \frac{0,04}{2}\right) = 44.304 \text{ kn.m.}$$

$$Ma_{\max} < M_0$$

L'axe neutre est dans la table de compression. La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 16)$$

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 d^2 fbu} = \frac{4.06}{0.12 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.122 < ul = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section}$$

simplement armée)

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$Ast = \frac{Ma}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{4.06 \times 10^2}{0.935 \times 14 \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^{-1}} = 0.89$$

Donc on choisit comme armatures : $Ast = 2HA 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appui **3** : $M_3 = 3.248 \text{ KNm}$:

$$M_0 = fbu \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d \cdot \frac{h_0}{2}\right) = 44.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,14 - \frac{0,04}{2}\right) = 44.304 \text{ kn.m}$$

$$Ma = 3.248 \text{ kn.m} < M_0 = 44.304 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression. La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 16)$$

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 d^2 fbu} = \frac{3.248}{0.12 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.098 < ul = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section}$$

simplement armée)

$$\mu = 0.098 \rightarrow \beta = 0.948$$

$$Ast = \frac{Ma}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{3.248 \times 10^2}{0.948 \times 14 \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^{-1}} = 0.70$$

Donc on choisit comme armatures : $Ast = 2HA 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)**

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (12.6 ; 40 \text{ cm}) = 12.6 \text{ cm.}$$

Donc : $St = 11 \text{ cm.}$

Les autres espacements des armatures transversales sont déterminés par la série de CAQUOT 11-13-16-20-25-35...etc. Ces espacements sont exprimés en centimètres.

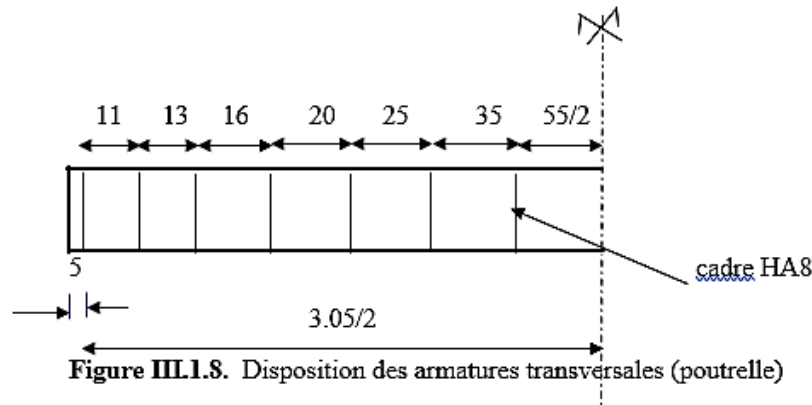


Figure III.1.8. Disposition des armatures transversales (poutrelle)

❖ Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

Travée 1-2 :

$$\sigma_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}, \quad \text{avec } f_{tj}^* = \min (f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa})$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj}^* = \min (2.1 \text{ MPa} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{1-2}}{b_0 \times d} = \frac{11.18 \times 10^3}{12 \times 14 \times 10^2} = 0.665 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

→ (Condition vérifiée).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right) b_0 = \frac{0.665 - 0.63}{0.9 \left(\frac{400}{1.15}\right)} (120) = 0.013$$

On a une expression à deux inconnues A_t et S_t . Il suffit de choisir une et de déduire l'autre.

On opte pour prendre l'espacement réglementaire (Art A.4.2.3/BAEL91).

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (12.6 ; 40 \text{ cm}) = 12.6 \text{ cm.}$$

Donc : **$S_t = 11 \text{ cm.}$**

$$A_t = 110 (0.013) = 1.43 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max (\tau_u / 2 ; 0.4 \text{ MPa}) = \max (0.33 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa})$$

$$\frac{1.43 \times 400}{120 \times 110} = 0.043 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow A_t = 0.4 (b_0 S_t) / f_e = 0.4 (120) (110) / 400 = 13.2 \text{ mm}^2$$

$$\phi t \leq \min [\phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}]$$

$$\phi t \leq \min[8 ; 5\text{mm}; 12\text{mm}]$$

$$\phi t = 5\text{mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_s = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$

Travée 2-3 :

$$\sigma_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}, \quad \text{avec } f_{tj}^* = \min (f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa})$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj}^* = \min (2.1 \text{ MPa}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{2-3}}{b_0 \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{12 \times 14 \times 10^2} = 0.618 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

→ (condition vérifiée).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right) b_0 = \frac{0.618 - 0.63}{0.9 \left(\frac{400}{1.15}\right)} (120) = - 0.004 \text{ la section } A_t \text{ sera prise à partir de}$$

la condition de non fragilité

On a une expression à deux inconnues A_t et S_t . Il suffit de choisir une et de déduire l'autre.

On opte pour prendre l'espacement réglementaire (Art A.4.2.3/BAEL91).

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (12.6 ; 40 \text{ cm}) = 12.6 \text{ cm.}$$

Donc : **$S_t = 11 \text{ cm}$**

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max (\tau_u / 2 ; 0.4 \text{ MPa}) = \max (0.31 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0.4 (b_0 S_t) / f_e = 0.4 (120) (110) / 400 = 13.2 \text{ mm}$$

$$A_t = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$$

$$\phi t \leq \min [\phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}]$$

$$\phi t \leq \min[8 ; 5\text{mm} ; 12]$$

$$\phi t = 5\text{mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$

Conclusion :

En travée (1-2) : 3HA8 = 1.51 cm²

En travée(2-3) : 3HA8 = 1.51 cm²

Aux appuis 1 : 2=HA8 = 1.01 cm²

Aux appuis 2 : 2=HA8=1.01 cm²
 Aux appuis 3: 2=HA8=1.01 cm²
 Les armatures transversales : 2HA8=1.01cm²

D) Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité du béton et de la section minimales : (Art B4.2.1 BAEL91modifié99)

➤ **Calcul de la section minimale :**

▪ **Aux appuis :**

Appuis 1 :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 14 \times 2.1}{400} = 0.203.$$

$$A_{st \min} = 0.203 \text{ cm}^2 < A_{st} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Appuis 2 :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 14 \times 2.1}{400} = 0.203.$$

$$A_{st \min} = 0.203 \text{ cm}^2 < A_{st} = 0.89 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Appuis 3 :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 14 \times 2.1}{400} = 0.203.$$

$$A_{st \min} = 0.203 \text{ cm}^2 < A_{st} = 0.70 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **En travée :**

Travée (1-2)

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.098 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \min} = 1.098 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.098 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Travée (2-3)

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.098 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \min} = 1.098 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.098 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.10 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de rupture par cisaillement :(BAEL 91. Art A.5.1.211)

➤ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{1-2}}{b_0 \times d} = \frac{11.18 \times 10^3}{12 \times 14 \times 10^2} = 0.665 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \tau_{\bar{u}} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.665 \text{ MPa} < \tau_{\bar{u}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(pas de risque de rupture par cisaillement.)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{2-3}}{b_0 \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{12 \times 14 \times 10^2} = 0.618 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \tau_{\bar{u}} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPa} < \tau_{\bar{u}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(pas de risque de rupture par cisaillement.)}$$

Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

$$\tau_s < \tau_{\bar{s}} \quad ; \quad \tau_{\bar{s}} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\tau_s = \frac{V}{0.9.d.\sum u_i} \leq \tau_{\bar{s}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{\bar{s}} = 3.15 \text{ MPa}$$

▪ Aux appuis

Appuis 1 :

$$\tau_s = \frac{V_{1-2}}{0.9.d.\sum u_i} \leq \tau_{\bar{s}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{\bar{s}} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{11.18 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 50.24} = 1.766 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible :

$$\tau_s^- = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.766 \text{ MPa} < \tau_s^- = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis 2 :

$$\tau_s = \frac{V_{2-3}}{0,9.d.\sum u_i} \leq \tau_s^-$$

$$\text{Avec : } \tau_s^- = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{10.38 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 50.24} = 1.639 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible :

$$\tau_s^- = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.639 \text{ MPa} < \tau_s^- = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **En travée :**

travée (1-2):

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{11.18 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 75.36} = 1.182 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

travée (2-3):

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{10.38 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 75.36} = 1.093 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.093 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) : (BAEL91-art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm.}$$

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

Longueur d'ancrage dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_c = 0,4 \times l_s \quad (\text{art A.6.1.253.BAEL 99.})$$

$$L_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 (Art. A.5.1.313).

▪ Influence sur le béton :

$$V_{1-2} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d$$

$$V_{1-2} \leq 0,4 \times 0,9 \times 14 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 100,08 \text{ KN.}$$

$$V_{1-2} \leq 11,18 \text{ kN} < 100,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{2-3} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d$$

$$V_{2-3} \leq 0,4 \times 0,9 \times 14 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 100,08 \text{ KN.}$$

$$V_{2-3} = 10,38 \text{ kN} < 100,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : Appuis de rive : (BAEL 91 / 99 Art : A.5.1.312)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times v}{f_e}; \text{ avec } A_a = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 11,18}{400 \times 10^{-1}} = 0,321 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,321 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times v}{f_e}; \text{ avec } A_a = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 10,38}{400 \times 10^{-1}} = 0,298 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,298 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

E) Vérification à l'ELS

$$\text{ELS : } q_s = G_p + Q_p = 4,212 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,367 + 0,975 = 4,99 \text{ KN/m}$$

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99)

Vérification de l'état limite de compression de béton :**En travée :**

Travée (1-2)

- **la Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 14} = 0.901$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.901 \Rightarrow K_1 = 22.31 \Rightarrow \beta_1 = 0.866$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{5.662 \times 10^3}{1.51 \times 0.866 \times 14} = 309.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 309.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Travée (2-3)

- **la Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 14} = 0.901$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.901 \Rightarrow K_1 = 22.31 \Rightarrow \beta_1 = 0.866$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{5.256 \times 10^3}{1.51 \times 0.866 \times 14} = 287.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 287.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **La contrainte dans le béton :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Travée (1-2) :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{309.27}{22.31} = 13.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Travée (2-3) :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{Kl}$$

$$\sigma_b = \frac{287.09}{22.31} = 12.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 12.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Appuis 1 :

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 14} = 0.601$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.601 \Rightarrow K_1 = 28.48 \Rightarrow \beta_1 = 0.885$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{2.346 \times 10^3}{1.01 \times 0.885 \times 14} = 187.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis 2 :

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 14} = 0.601$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.601 \Rightarrow K_1 = 28.48 \Rightarrow \beta_1 = 0.885$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{4.06 \times 10^3}{1.01 \times 0.885 \times 14} = 324.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 324.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis 3 :

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 14} = 0.601$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.601 \quad \Rightarrow K_1 = 28.48 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.885$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{As \times \beta_1 \times d} = \frac{3.248 \times 10^3}{1.01 \times 0.885 \times 14} = 259.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 259.55 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{\bar{}} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **Appui 1 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{187.47}{28.48} = 6.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.58 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Appui 2 :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{324.44}{28.48} = 11.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.39 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appui 3 :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{259.55}{28.48} = 9.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.11 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié 99)

D'après les règles de **BAEL91**, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad h : \text{hauteur totale de la section.}$$

L : portée entre nus d'appuis.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{15M_0} \quad b_0 : \text{largeur de la nervure.}$$

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad M_0 : \text{Moment isostatique maximum.}$$

Mt : Moment max en travée.

Avec :

$$\frac{16}{305} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{16}{305} = 0.052 \geq \frac{5.662}{15 \times 8.12} = 0.046 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1.51}{12 \times 14} = 0.009 = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

❖ **Les armatures longitudinales :**

En travée : 3HA8=1.51 cm²

Aux appuis : 2HA8=1.01 cm²

❖ **Les armatures transversales :** 2HA8=1,01 cm²

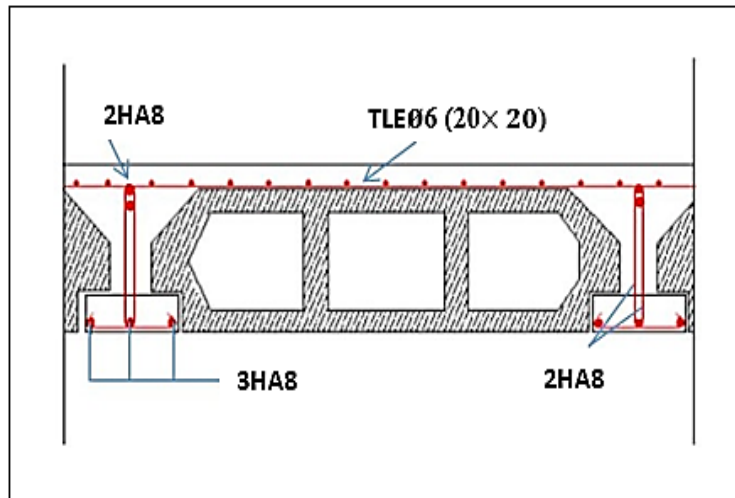


Figure III.1.9 : Coupe de ferrillage de plancher.

III. 2. Les Escaliers

III.2.1) Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

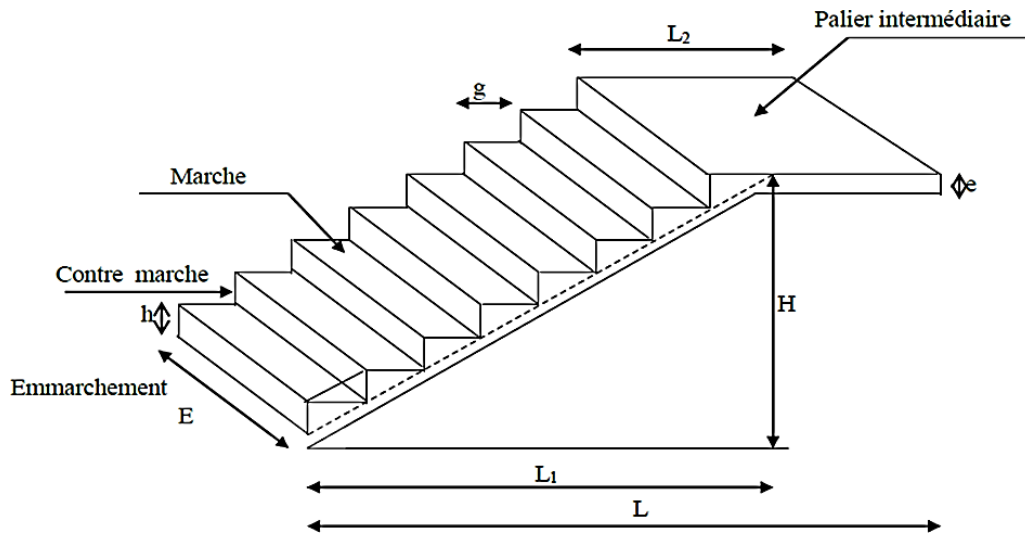


Figure III-2.1 : schéma de l'escalier

h : La hauteur de la contre marche

g : La largeur de la marche

n : nombre de contre marches

H : hauteur de la volée

$m = n - 1$: nombre de marches

L : longueur de volée

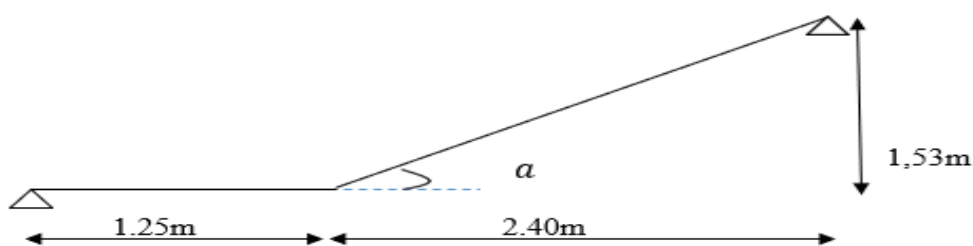


Figure III.2.2. : Coupe des escaliers

III.2.2) Prédimensionnement des escaliers :

➤ Calcul du nombre de marches et contre marches :

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4 \text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

-Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ **contre marches.**

-Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ **marches.**

-La largeur de la marche : $g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **L'épaisseur de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

•**Paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{ngle d'inclinaison : } \tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

D'où :

$$\frac{365}{30} \leq ep \leq \frac{365}{20}$$

$$12.17 \leq ep \leq 18.25$$

On opte un é épaisseur de $ep=15\text{cm}$ pour la paillasse et le palier.

➤ **Détermination des charges et surcharges.**

Pour une construction à usage d'habitation et de service le (DTR C 2-2) la surcharge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Puisque on travaille par des bandes de 1 ml de largeur, donc $Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

Les charges permanentes :

Palier :

| | Eléments | Poids volumique (kn/m ³) | Epaisseur (m) | Charges (kn/m ²) $\rho \times e_p \times 1m$ |
|---|-------------------------|--------------------------------------|---------------|---|
| 1 | Revêtement en carrelage | 20 | 0.02 | 0.30 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.30 |
| 3 | Couche de sable | 18 | 0.02 | 0.27 |
| 4 | Poids du palier | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.02 | 0.27 |
| Charge permanente totale du palier G palier | | | | GT=4.89 |

Tableau III.2.1 : charges permanentes palier.

Volée :

| | Eléments | Poids volumique (kn/m ³) | Epaisseur (m) | Charges(kn/m ²) |
|--|-------------------------|--------------------------------------|---------------|---|
| 1 | Revêtement en carrelage | 20 | 0.02 | 0.30 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.30 |
| 3 | Couche de sable | 18 | 0.02 | 0.27 |
| 4 | Poids des Marches | 25 | 0.17 | $\frac{25 \times ep}{2} = 1.88$ |
| 5 | Poids de la Paillasse | 25 | 0.15 | $\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4.45$ |
| 6 | Enduit ciment | 18 | 0.02 | 0.27 |
| 7 | Poids du garde-corps | / | 0.10 | 1.3 |
| Charge permanente totale de la volée G volée | | | | GT = 8.77 |

Tableau III.2.2. : Charge permanentes volé

Charges d'exploitations :

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2$$

Combinaison de charges :

•Palier

$$\text{ELU : } q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 4.89 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.35 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{sp} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (4.89 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 7.39 \text{ KN/ml.}$$

•Volée :

ELU : $q_{uv} = (1,35 \times 8.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 15.59 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (8.77 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.27 \text{ KN/ml}$.

➤ calcul à l'ELU

- Calcul des efforts internes à L'ELU :

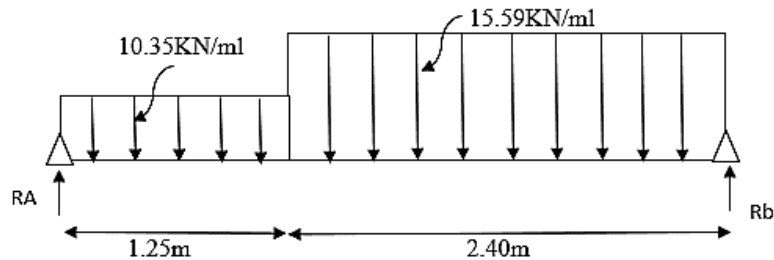


Figure III.2.3 : schéma statique d'escalier à l'ELU

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (10.35 \times 1.25) + (15.59 \times 2.40) = 50.35 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 50.35 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(10.35 \times 1.25 \times 0.625) + (15.59 \times 2.40 \times 2.45) - (R_B \times 3.65) = 0$$

$$R_B = 27.33 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(-10.35 \times 1.25 \times 3.025) + (-15.59 \times 2.40 \times 1.2) + (R_A \times 3.65) = 0$$

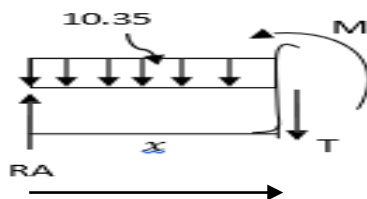
$$R_A = 23.02 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 50.35 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$



• Effort normal :

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant:**

$$\sum F/Y = 0 \implies -T + R_A - qu \times x = 0$$

$$T(x) = -10.35x + 23.02 \Rightarrow x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 23.02 \text{ KN}$$

$$x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow T(1.25) = 10.08 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

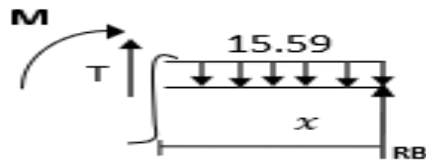
$$\sum M = 0 \implies -M + (R_A \times x) - (qu \times \frac{x^2}{2}) = 0$$

$$M(x) = R_A x - qu \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 23.02x - 10.35 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow x = 0 \text{ m} ; M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,25 \text{ m} ; M(1,25) = 20.69 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$.



$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = qu x - R_B$$

$$T(x) = 15.59x - 27.33$$

Pour : $x = 0 \text{ m} ; T(0) = -27.33 \text{ KN}$

$$x = 1.5 \text{ m} ; T(2.40) = 10.08 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = -qu \times \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$M(x) = -15.59 \times \frac{x^2}{2} + 27.33x$$

Pour : $x = 0 \text{ m} ; M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2.40 \text{ m} ; M(2.40) = 20.69 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant maximum :**

Calcul de la distance x_m où le moment est maximum :

$$T(x) = qu x - R_B$$

$$T(x) = 15.59x - 27.33 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{27.33}{15.59} = 1.75 \text{ m}$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1.75 \text{ m}$

$$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$M(x_m) = -15.59 \times \frac{x^2}{2} + 27.33x$$

$$M_{\text{max}} = M(1.75) = 23.96 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

Aux appuis : $M_{\text{amax}} : -0.3 M_{\text{max}} = -0.3 \times 23.96 = -7.19 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{\text{tmax}} : 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 23.96 = 20.37 \text{ KN.m}$

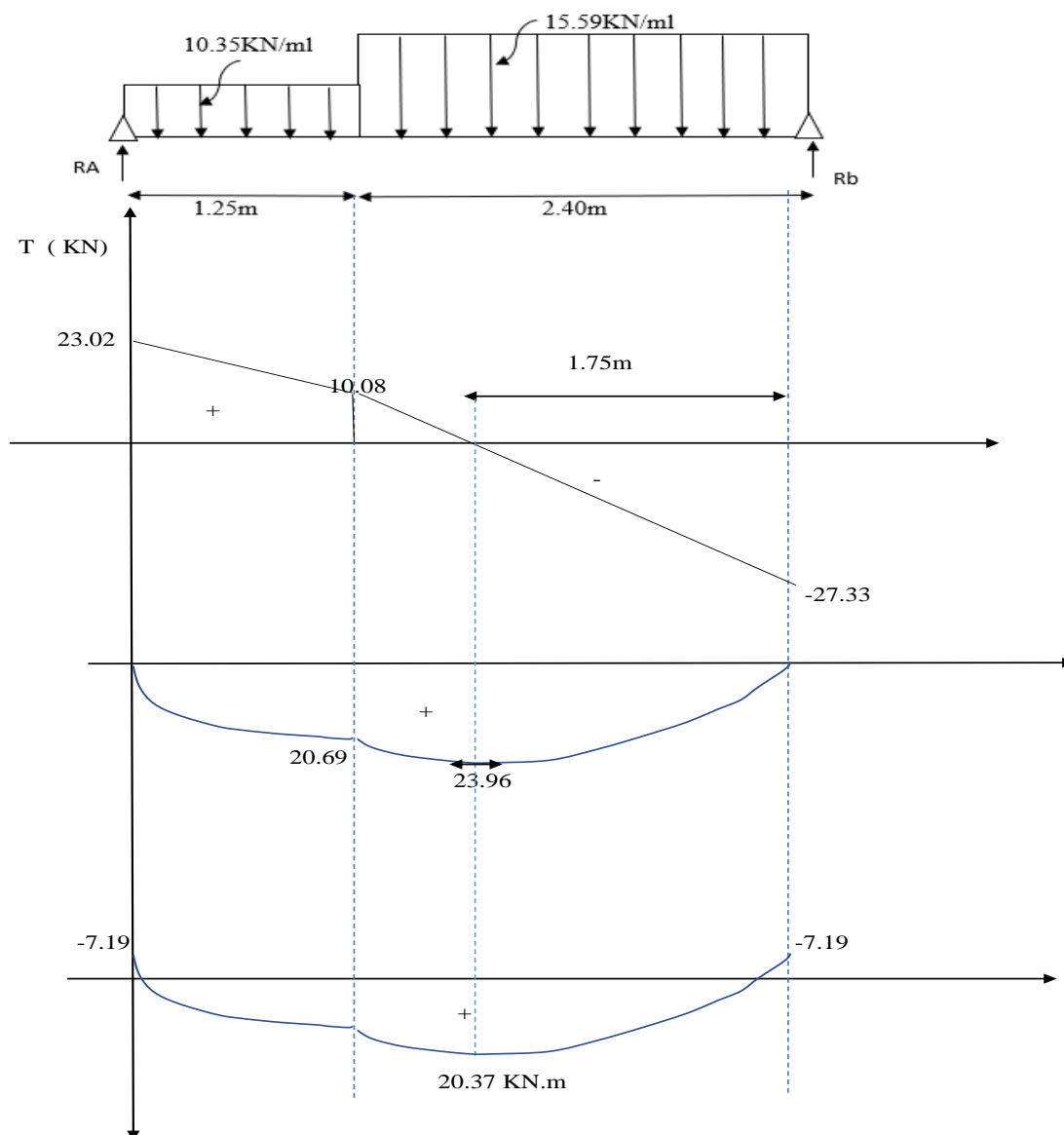


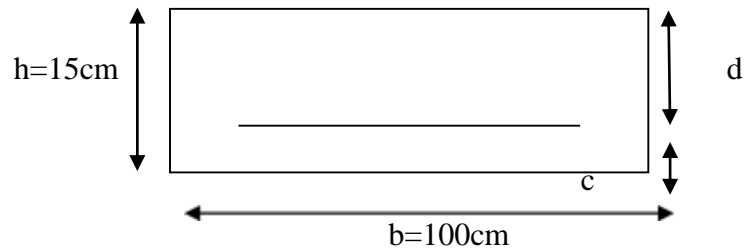
Figure III.2.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

- Calcul des armatures à L'ELU

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$. $h = d + c = 15 \text{ cm}$.

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$



➤ Aux appuis ($M_a = -7.19 \text{ KN.m}$)

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.19 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$ (tiré du tableau)

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.19 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$; pour tenir compte de la jonction avec les armatures en travée (voir page suivante) on adopte $5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.635 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons = 4 HA8 = 2.01 cm

avec un espacement de **St = 25cm**

✚ **En travées** ($M_t \text{ max} = 20.37 \text{ KN.m}$)

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.084$$

$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.37 \times 10^3}{0.956 \times 13 \times 348} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$
avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons = 4 HA8 = 2.01 cm² ; avec un espacement de St = 25cm

➤ **Vérifications à l'ELU**

✚ **Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée**

Armatures principales : $A_{pt} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

✚ **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**

$$St_{max} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 18 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée).

En travée : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée).

➤ **Armatures de répartition :**

$$St_{max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

Aux appuis : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

✚ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91 ArtA.5.1.2) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u^{\max} = -27.33 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{27.33 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.210 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_{u\bar{}} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3.33 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \bar{=} 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,210 < \tau_{u\bar{}} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se\bar{}}$

➤ **Contrainte tangentielle limite :**

$$\tau_{se\bar{}} = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour HA

$$\tau_{se\bar{}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte tangentielle :**

- **Aux appuis**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } V_u = - 27.33 \text{ KN}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{27.33 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 2.32 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 2.32 \text{ MPa} < \tau_{s\text{ adm}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm.}$

Is dépasse l'épaisseur de la largeur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre se terminant par un crochet ,doit avoir une longueur d'ancrage mesurée hors crochet égale à :

$$L_c = 0.4l_s \text{ (art A.6.1.253).} \quad \longrightarrow \quad L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Donc $L_c = 20 \text{ cm.}$

✚ **L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321)**

➤ **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13$$

$$V_{u\max} = 27,33 \text{ KN} \leq 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 0,13 \times \frac{25}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 27,33 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'influence sur l'acier :**

Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

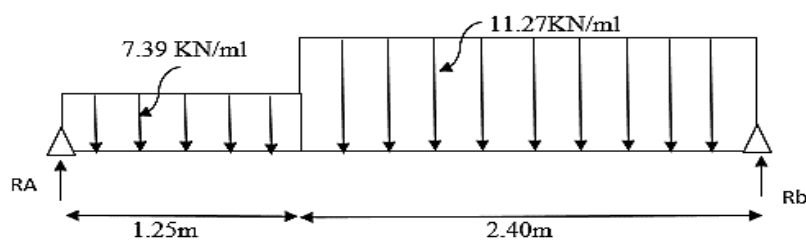
$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right); \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(27,33 + \frac{7,19}{0,9 \times 13} \right) = 0,080 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,080 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à L'ELS**

- calcul des efforts internes



❖ **. Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (7,39 \times 1,25) + (11,27 \times 2,40) = 36,29 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 36,29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \longrightarrow \quad (7,39 \times 1,25 \times 0,625) + (11,27 \times 2,40 \times 2,45) - (R_B \times 3,65) = 0$$

$$R_B = 19.74 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \longrightarrow (-7.39 \times 1.25 \times 3.025) + (-11.27 \times 2.40 \times 1.2) + (R_A \times 3.65) = 0$$

$$R_A = 16.55 \text{ KN}$$

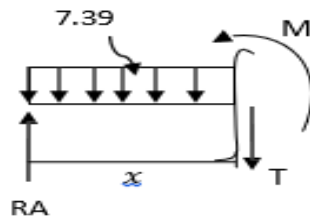
$$R_A + R_B = 36.29 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$

- **Effort normal :**



$$\sum F/x = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant:**

$$\sum F/Y = 0 \implies -T + R_A - qu \times x = 0$$

$$T(x) = -7.39 x + 16.55 \Rightarrow x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 16.55 \text{ KN}$$

$$x = 1.25 \text{ m} \Rightarrow T(1.25) = 7.31 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

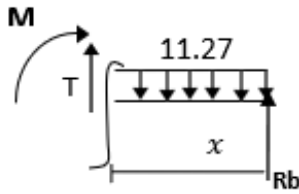
$$\sum M = 0 \implies -M + (R_A \times x) - (qu \times \frac{x^2}{2}) = 0$$

$$M(x) = R_A x - qu \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16.55 x - 7.39 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow x = 0 \text{ m} ; M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.25 \text{ m} ; M(1.25) = 14.91 \text{ KN.m}$$

.2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$.



$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = q_u x - R_B$$

$$T(x) = 11.27 x - 19.74$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $T(0) = -19.74 \text{ KN}$

$x = 1.5\text{m}$; $T(2.40) = 7.31 \text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$M(x) = -11.27 \times \frac{x^2}{2} + 19.74 x$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 2.40 \text{ m}$; $M(2.40) = 14.91 \text{ KN}$

• **Moment fléchissant maximum :**

Calcul de la distance x_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = q_u x - R_B \quad 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$T(x) = 11.27 x - 19.74$$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{19.74}{11.27} = 1.75 \text{ m}$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1.75 \text{ m}$

$$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$M(x) = -11.27 \times \frac{x^2}{2} + 19.74 x$$

$$M \text{ max} = M(1.75) = 17.29 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi –encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

Aux appuis : $M_{\text{amax}} : -0.3 M \text{ max} = -0.3 \times 17.29 = -5.19 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{\text{tmax}} : 0.85 M \text{ max} = 0.85 \times 17.29 = 14.70 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes à l'ELS :

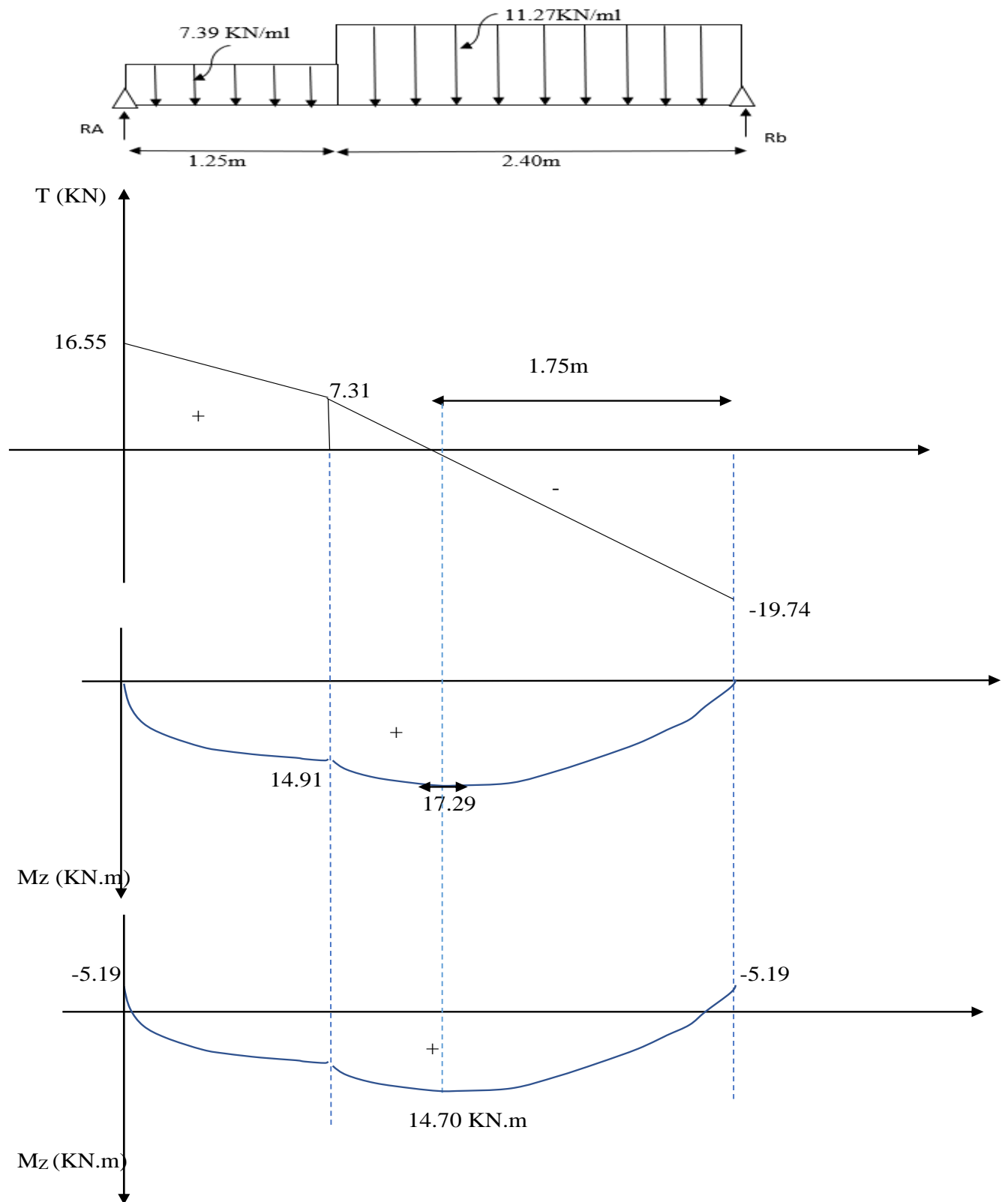


Figure III.2.5 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

- Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99):

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors, la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2):

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

➤ En travée ($M_t = 14.70 \text{ KN.m}$) :

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.430$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.430 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35$$

➤ La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \max}{A_s \beta_1 d} = \frac{14.70 \times 10^3}{5.65 \times 0.900 \times 13} = 222.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 222.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

➤ La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{222.37}{35} = 6.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.35 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis ($M_a = -5.19 \text{ KN.m}$)

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

Par interpolation :

$$\rho = 0.155 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow K_1 = 61.92$$

➤ **La contrainte dans les aciers est :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.19 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 212.43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 212.43 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **La contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{212.43}{61.92} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

- **Vérification de la flèche :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{15}{365} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{15}{365} = 0.041 < \frac{14.70}{10 \times 17.29} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \ell^2}{10E_v I_{fv}} \quad (\text{cas général}) ; \quad \text{Avec : } E_v = \frac{E_i}{3} ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+0.4 \lambda_i \mu}$$

Où :

ℓ = Longueur de la travée.

d = Hauteur utile de la section.

b et b_0 = Largeurs de la table de compression et de la nervure, respectivement.

I_0 = Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$, par rapport au centre de gravité.

M_s = Moment de service max dans la travée.

f_{t28} = Résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s = Contrainte de traction dans l'armature correspondante au cas de charge étudié.

I_{fi} et I_{fv} = Moments d'inertie fictifs instantané et de longue durée, respectivement.

E_i = Module de déformation instantanée du béton (< 24 h).

E_v = Module de déformation différée du béton.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{ix'x'}}{B} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$S_{xx'}$: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{ixx'} = 12351.75 \text{ cm}^2$$

B : surface de la section homogène.

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{ixx'}}{B} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

Donc:

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.8^3 + 7.2^3) + 15 \times 5.65 \times (7.2 - 2)^2 = 30551.64 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+0.4 \lambda_i \mu}$$

$$E_v = 3700 f_{cj}^{(1/3)} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$\square = A / b_0 d = 5.65 / 100 (13) = 0.004$$

$$\lambda_i = 0.02 f_{t28} / (\square(2+3b_0/b)) = 0.02 (2.1) / 0.004 (2+3(1)) = 2.1$$

$$\mu = 1 - 1.75 f_{t28} / (4 \square \sigma_s + f_{t28}) = 1 - 1.75(2.1) / ((4(0.004)(222.37) + 2.1)) = -0.472 < 0$$

donc on prend $\mu = 0$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+0.4 \lambda_i \mu} = \frac{1.1 (30551.64)}{1+0} = 33606.80 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_S \ell^2}{10 E_v I_{fv}} = f_v = \frac{14.70 \times 10^6 \times 3650^2}{10(10818.865)(33606.80) \times 10^4} = 5.38 \text{ mm} < L/500 = 7.12 \text{ mm}$$

(Condition vérifiée.)

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée :**

Armatures principales : 5HA12/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

➤ **Aux appuis**

Armatures principales : 5HA8/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

III. 3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple.

III.3.1. Pré dimensionnement et charges revenant à la poutre palière :

➤ **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{16} \quad L: \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

h_t : la hauteur de la poutre

$$\frac{215}{20} \leq h_t \leq \frac{215}{16}$$

$$10.75 \text{ cm} \leq h_t \leq 13.44 \text{ cm}$$

Donc le $h_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **La largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b \leq 0.7 \times 20$$

$$8 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

Soit $b = 15 \text{ cm}$

D'où la section de la poutre est de $15 \times 20 \text{ cm}^2$.

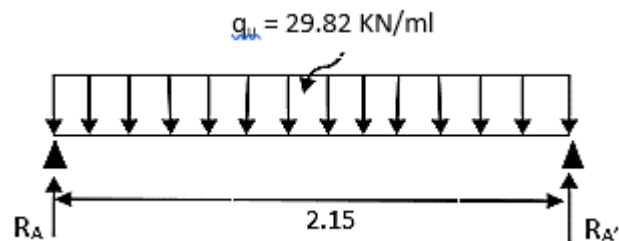
➤ **Les charges revenant à la poutre :**

- Poids propre de la poutre palière $G_1 = 25 \times 0.15 \times 0.20 = 0.75 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 3.49 \times (1.53 - 0.30) = 4.29 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 23.02 \text{ KN}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 16.55 \text{ KN}$.

III.3.2. Calculs a l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_{Au}$$

$$q_u = 1.35 \times (0.75 + 4.29) + 23.02 = 29.82 \text{ KN/ml}$$



. **Figure III.3.1.** Schéma statique de la poutre palière (ELU)

✓ Réaction d'appuis

$$R_A = R_{A'} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{29.82 \times 2.15}{2} = 32.06 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{29.82 \times 2.15^2}{8} = 17.23 \text{ KN.m.}$$

✓ Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 17.23 = -5.17 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 17.23 = 14.65 \text{ KN.m.}$$

✓ Effort tranchant

$$T = R_A = -R_{A'} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{29.82 \times 2.15}{2} = 32.06 \text{ KN.}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU

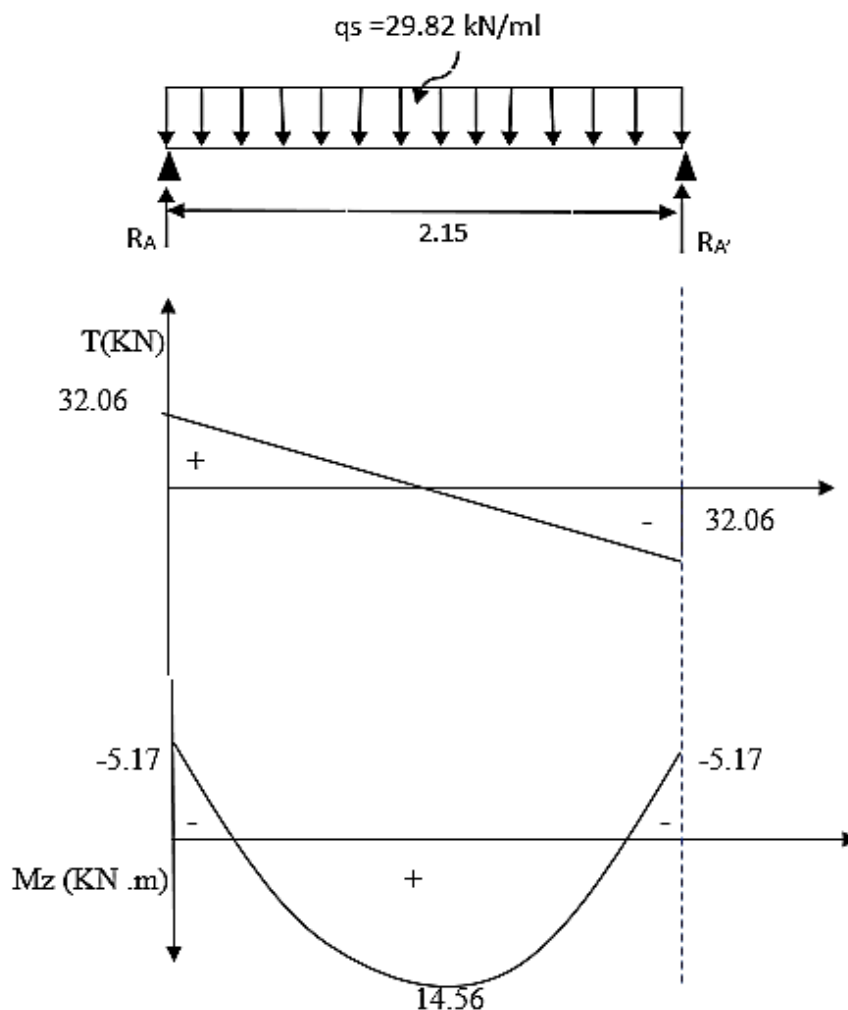


Figure III.3.2 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.2.1. Calcul des armatures :

Armatures principales (longitudinales)

✓ **En travée :**

$$M_u = 14.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.65 \times 10^3}{15 \times 18^2 \times 14.2} = 0.212$$

$$\mu_t = 0.212 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_t = 0.212 \rightarrow \beta = 0.879$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{bu}} = A_t = \frac{14.65 \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA12 (At=3.39cm²).

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 5.17 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.17 \times 10^3}{15 \times 18^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_b = 0.074 \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times f_{bu}} = A_t = \frac{5.17 \times 10^3}{0.962 \times 18 \times 348} = 0.86 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA8 (Aa= 1.51 cm²).

III.3.2.2. Vérification à l'ELU :

✚ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91)**

$$A_{\min} = (0.23 \text{ bd } f_{t28}) / f_e \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = (0.23)(15)(18)(2.1) / 400 = 0.326 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.326 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.326 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

✚ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{32.06 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 32.06 \text{ KN}$$

Ψ_S : coefficient de scellement

$\Psi_S = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres})$$

🔧 Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 /Art A.5.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_{u\max} = 32.06 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{32.06 \times 1000}{150 \times 180} = 1.187 \text{ MPa.}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.133f_{c28}; 5\text{MPa}) = \min (3.325 ; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

🔧 Influence de l'effort tranchant :

➤ **L'influence sur le béton (Art. A.5.1.3, 21 / BAEL91) :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a=0.9d$$

$$V_u^{\max} = 32.06 \text{ KN} \leq 0.4 \times 150 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25}{1.5} = 162 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 32.06 \text{ KN} \leq 162 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'influence sur l'acier (Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91) :**

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_S}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (32.06 + \frac{5.17}{0.9 \times 180}) = 0.092 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.141 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✚ **Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \phi_{fe} / (4 \bar{\tau}_{su}) = 400 \times 1,2 / (4 \times 2,835) = 42,33 \text{ cm.}$$

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

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4l_s = 18 \text{ cm, donc on prend : } L_c = 20 \text{ cm}$$

III.3.2.3. Calcul les armatures transversales :

✚ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91) :**

Travée A-A' :

$$\sigma_t = \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}, \quad \text{avec } f_{tj}^* = \min (f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa})$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj}^* = \min (2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{A-A'}}{b \times d} = \frac{32,06 \times 10^3}{15 \times 18 \times 10^2} = 1,187 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

→ (condition vérifiée).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \right) b = \frac{1,187 - 0,63}{0,9 \left(\frac{400}{1,15} \right)} (150) = 0,267$$

On a une expression à deux inconnues A_t et S_t . Il suffit de choisir une et de déduire l'autre.

On opte pour prendre l'espacement réglementaire (Art A.4.2.3/BAEL91).

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

Donc : $S_t = 16 \text{ cm.}$

$$A_t = 160 (0,267) = 42,72 \text{ mm}^2 = 0,4 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ le choix des trois (03) barres est dicté par le nombre des armatures longitudinales calculées ($A_t = 3\text{HA}12$ et $A_a = 3\text{HA}8$).

Vérification Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max (\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max (0,33 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{42,72 \times 400}{150 \times 160} = 0,712 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de diamètre

$$\phi t \leq \min \left[\phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi t \leq \min [12 ; 5.7\text{mm} ; 15\text{mm}]$$

$$\phi t = 5.7\text{mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_s = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$

Øt : diamètre des armatures transversales

Ø : diamètre des armatures longitudinales

ht : hauteur totale de la poutre (ht=20cm).

b : largeur de la poutre (b=15 cm).

✚ Espacement max des armatures transversale (Art A.5, 22/BAEL91) :

$$S_{t\max} \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm.}$$

Soit $S_{t\max} = 16 \text{ cm.}$

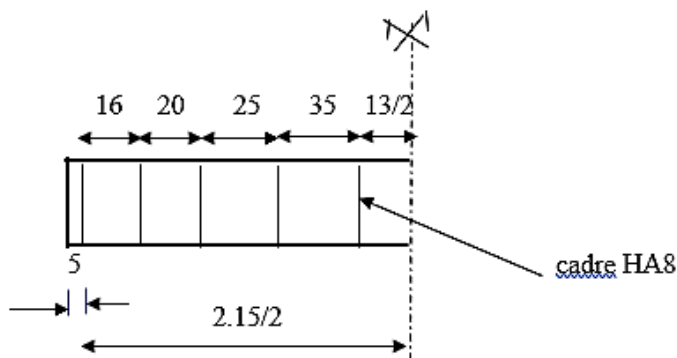


Figure III.3.3. Disposition des armatures transversales (poutre palière)

III.3.3. Calculs a l'ELS :

$$q_s = 1 (G_1 + G_2) + R_{as}$$

$$q_s = 1(0.75 + 4.29) + 16.55 = 21.59 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

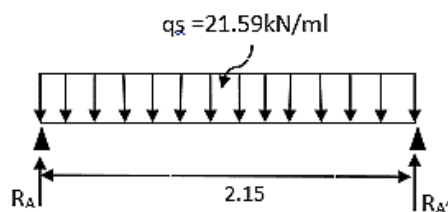


Figure III.3.4 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELS

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21.59 \times 2.15^2}{8} = 12.47 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0.3) 12.47 = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = (0.85) 12.47 = 10.60 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{21.59 \times 2.15}{2} = 23.21 \text{ KN}$$

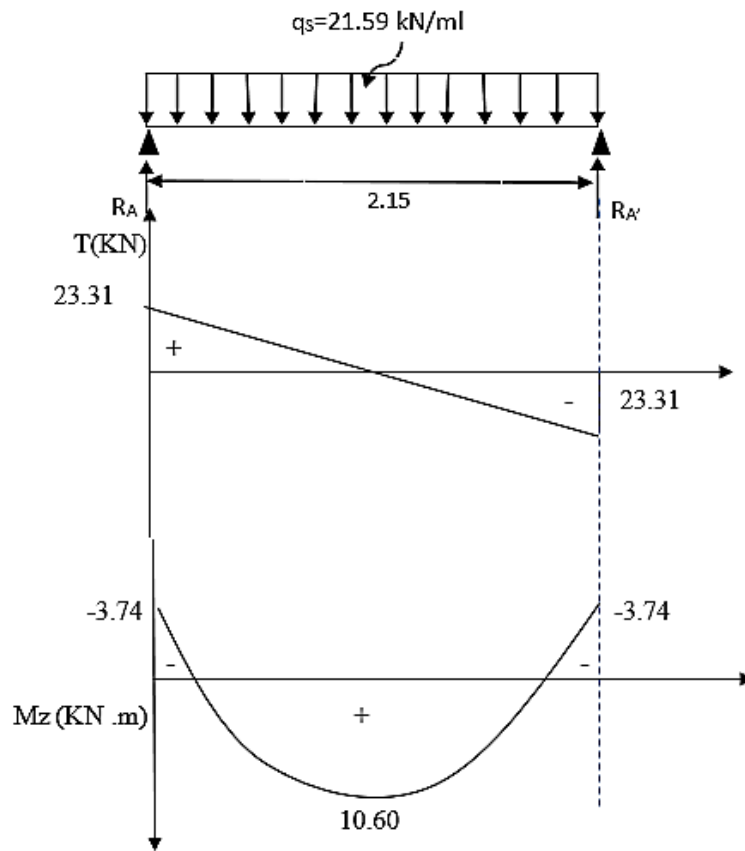


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.3.3.1. Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99):

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ En travée ($M_t = 10.60 \text{ KN.m}$) :

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{15 \times 18} = 1.251$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 1.251 \rightarrow \beta_1 = 0.849 \rightarrow K_1 = 18.11$$

La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \max}{A_s \beta_1 d} = \frac{10.60 \times 10^3}{3.39 \times 0.849 \times 18} = 204.61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 204.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{204.61}{18.11} = 11.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

➤ Aux appuis ($M_a = -3.74 \text{ KN.m}$)

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{15 \times 18} = 0.559$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.559 \rightarrow \beta_1 = 0.889 \rightarrow k_1 = 30.04$$

-La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a \max}{A_s \beta_1 d} = \frac{3.74 \times 10^3}{1.51 \times 0.889 \times 18} = 154.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 154.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{154.78}{30.04} = 5.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.15 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✚ Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{max}}}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{20}{215} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{20}{215} = 0.093 > \frac{10.60}{10 \times 12.47} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{15 \times 18} = 0.010 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :**Armatures principales**

- Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}8$
- En travée : $A_t = 3\text{HA}12$

Armatures transversales : 3HA8.

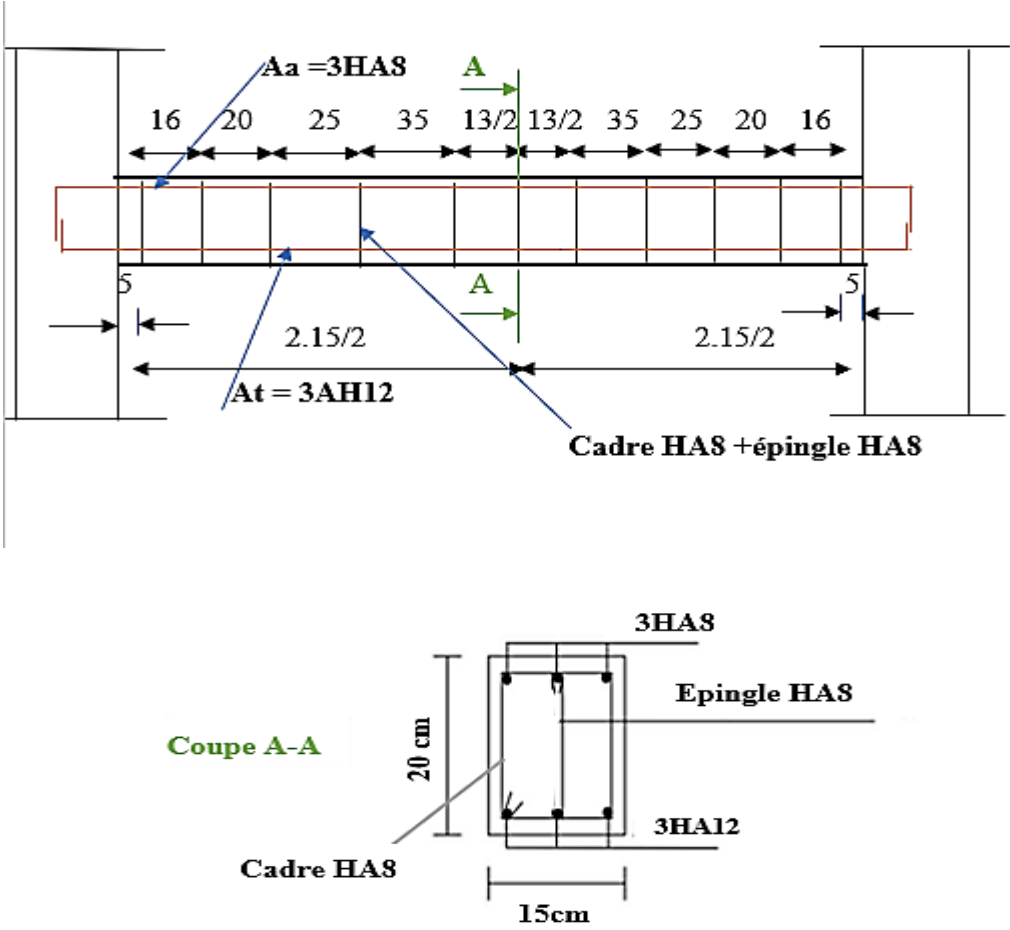


Figure III.3.6 : Schéma Ferrailage de la poutre palière

III. 4. Calcul des balcons :

Notre balcon de cette structure est en dalle pleine .

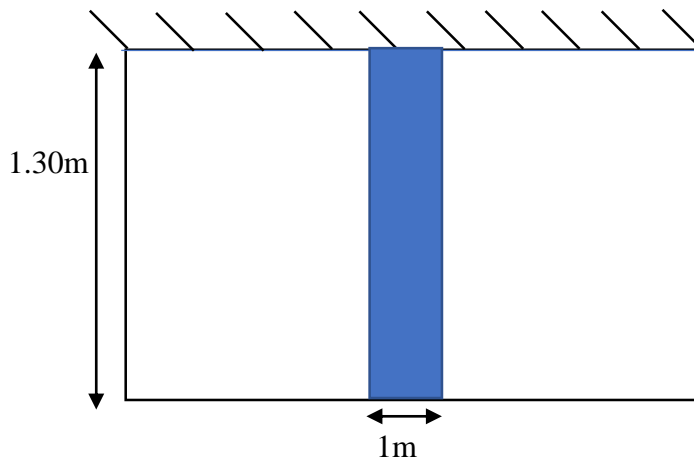


Figure III.4.1 : Schéma statique d'un balcon.

III.4.1) Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.4.2) Détermination des charges :

a) Charges permanentes :

➤ Pour dalle pleine :

$$G_1 = 5.75 \text{ KN/m}^2 \text{ (A été déterminé dans le chapitre II)}$$

Poids propre du garde-corps : On considère que le poids propre du garde corps métallique est négligeable.

b) Charges d'exploitation :

$$\text{Pour dalle pleine : } Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison des charges :

À l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1 = 13.01 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS :

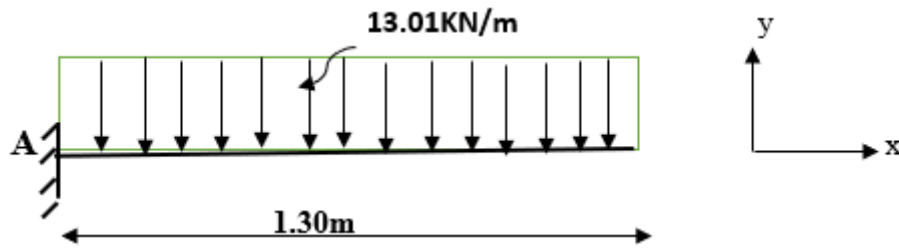
$$q_s = (G + Q) 1 = 9.25 \text{ KN/ml}$$

III.4.3) Calcul de la console :

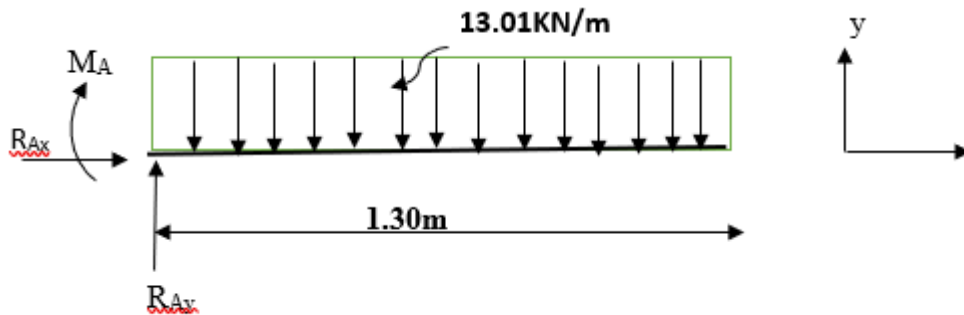
Hypothèse

- Balcon est sollicité en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Calcul des efforts internes à L'ELU :



❖ Réactions d'appuis :



$$\sum F/y = 0$$

$$R_{Ay} - 13.01 \times 1.30 = 0$$

$$R_{Ay} = 13.01 (1.30) = 16.91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

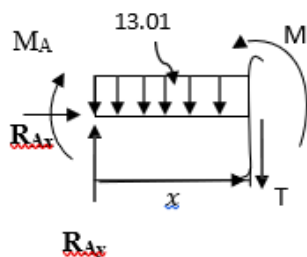
$$(13.01 \times 1.30 \times \frac{1.30}{2} + M_A) = 0$$

$$M_A = -10.99 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$



• Effort normal :

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow R_{Ax} = 0 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant :

$$\sum F/Y = 0 \longrightarrow -T + R_{Ay} - 13.01 x = 0$$

$$T(x) = -13.01 x + 16.91 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 16.91 \text{ KN} \\ x = 1,30 \text{ m} \Rightarrow T(1,30) = 0 \end{cases}$$

✚ Moment fléchissant :

$$\sum M = 0 \implies -M - (13.01) \frac{x^2}{2} + R_{Ay} x + M_A = 0$$

$$M = -(13.01) \frac{x^2}{2} + R_{Ay} x + M_A = 0$$

$$M = -(13.01) \frac{x^2}{2} + 16.91 x - 10.99 = 0$$

$$M(x) = -(13.01) \frac{x^2}{2} + 16.91 x - 10.99 \begin{cases} x = 0 \text{ m} ; M(0) = -10.99 \text{ KN.m.} \\ x = 1,30 \text{ m} ; M(1,30) = 0. \text{ KN.m} \end{cases}$$

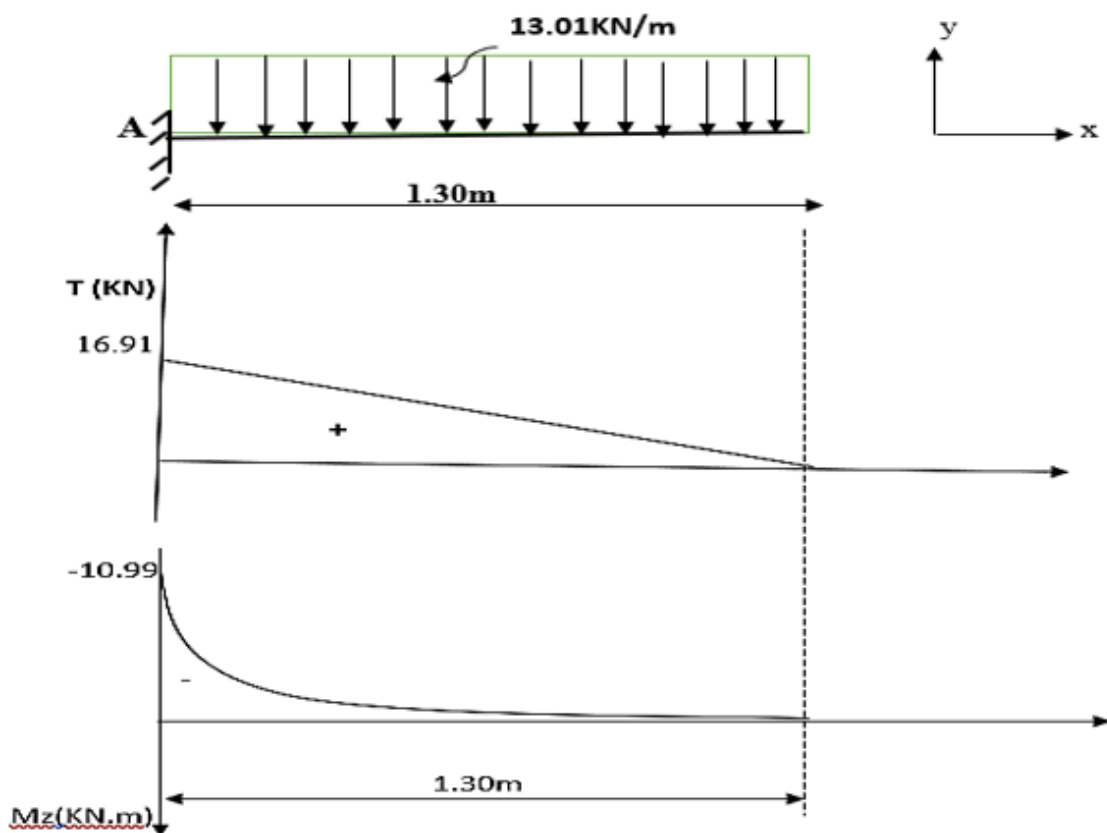


Figure III.4.2.: diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.4) Calcul des armatures à L'ELU :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur $b=1$ ml et d'épaisseur $e=15$ cm.

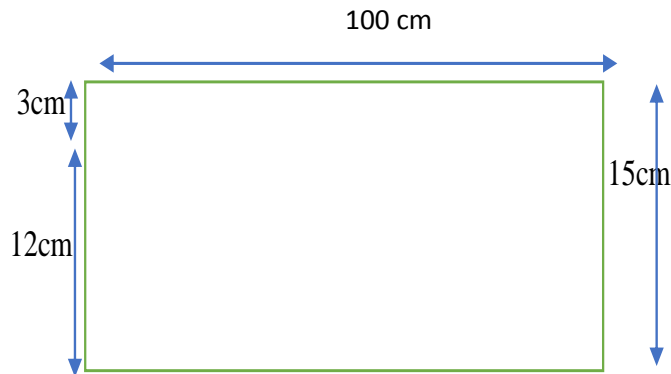


Figure III .4.3. : Schéma de la section transversale

Aux appuis ($M_a = -10.99$ KN.m)

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.99 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4\text{HA } 10$ (par mètre linéaire) = 3.14 cm^2 par ml

Avec un espacement : $s_t = 25$ cm

Armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91, Les armatures disposées suivant deux direction perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 : Si les charges appliquées ne comprennent des efforts concentrés.
- 1/4 : dans le cas contraire.

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons = $3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ par ml

avec un espacement de : $s_t = 33$ cm

III.4.5) Vérifications à l'ELU

✚ Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures principales : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

✚ Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Armatures principales :

$$S_{\max} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_{\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 15; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 33 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

✚ Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91 ArtA.5.1.2) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_{\max} = 16.91 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16.91 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.140 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.140 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,140 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.6.1.3) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

➤ **Contrainte tangentielle limite :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour HA

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte tangentielle :**

- **Aux appuis**

$$\tau_s = \frac{Vu}{0,9.d.\Sigma ui} \quad \text{avec : } Vu=16,91 \text{ KN}$$

Avec : Σui : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma ui = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{16,91 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1,25 \text{ MPa} < \tau_s = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi : $l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Soit : $l_s = 40 \text{ cm.}$

l_s dépasse l'épaisseur la largeur de poteau à laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0,4 l_s \text{ (art A.6.1.253).} \longrightarrow L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Donc : $L_c = 20 \text{ cm.}$

✚ L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91modifié99 (A.5.1.321)

➤ L'influence sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 12$$

$$V_{u\max} = 16,91 \text{ KN} \leq 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 0,12 \times \frac{25}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 16,91 \leq 720 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ L'influence sur l'acier :

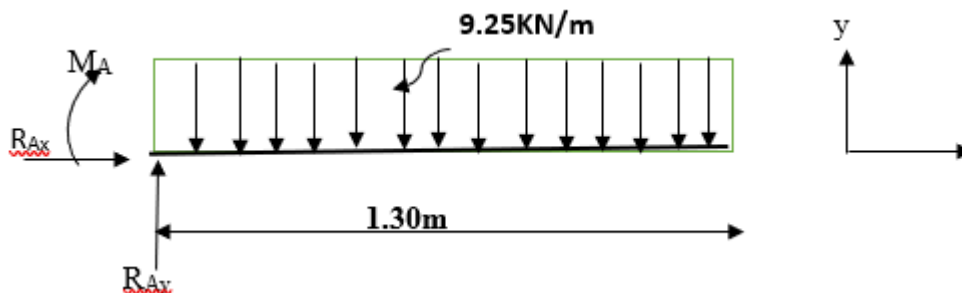
Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right); \quad \text{Avec } A_a = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(16,91 + \frac{10,99}{0,9 \times 12} \right) = 0,051 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,051 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul des efforts internes à L'ELS



À l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \Rightarrow q_s = 9,25 \text{ KN/m.}$$

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_{Ay} - 9,25 (1,30) = 0$$

$$R_{Ay} = 9,25 (1,30) = 12,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\left(9,25 \times 1,30 \times \frac{1,30}{2} + M_A \right) = 0$$

$$M_A = -7,82 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$

- **Effort normal :**

$$\sum F_{/XX} = 0 \Rightarrow R_{Ax} = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant:**

$$\sum F_{/Y} = 0 \longrightarrow -T + R_{Ay} - 9.25 x = 0$$

$$T(x) = -9.25 x + 12.03 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 12.03 \text{ KN} \\ x = 1,30 \text{ m} \Rightarrow T(1,30) = 0 \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M = 0 \implies -M - (9.25) \frac{x^2}{2} + R_{Ay} x + M_A = 0$$

$$M = - (9.25) \frac{x^2}{2} + R_{Ay} x + M_A = 0$$

$$M = - (9.25) \frac{x^2}{2} + 12.03 x - 7.81 = 0$$

$$M(x) = - (9.25) \frac{x^2}{2} + 12.03 x - 7.81 \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} ; M(0) = - 7.81 \text{ KN.m.} \\ x = 1,30 \text{ m} ; M(1,30) = 0. \text{ KN.m} \end{cases}$$

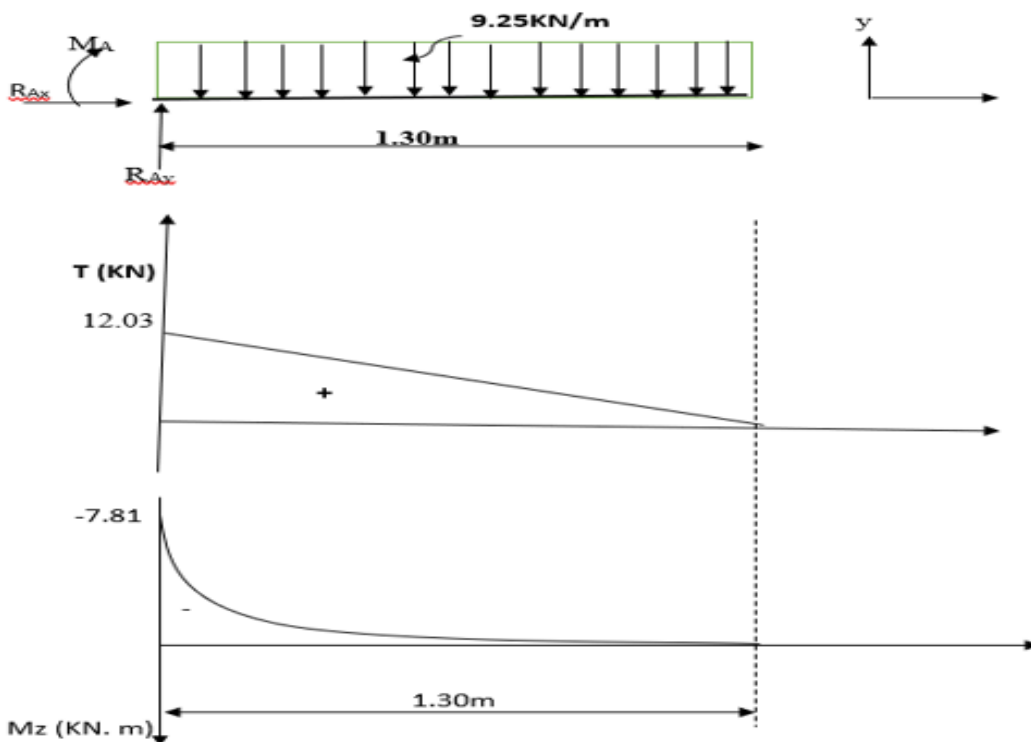
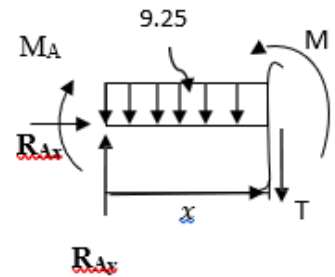


Figure III.4.4: diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.4.6) Vérification à l'ELS

✚ Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL

91 révisées 99)

Vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.260 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow K_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{7.81 \times 10^3}{3.14 \times 0.919 \times 12} = 225.54 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{225.54}{46.73} = 4.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.82 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 M_0}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.12 \geq \frac{7.81}{10 \times 7.81} = 0.1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : $A_p = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 33 \text{ cm}$.

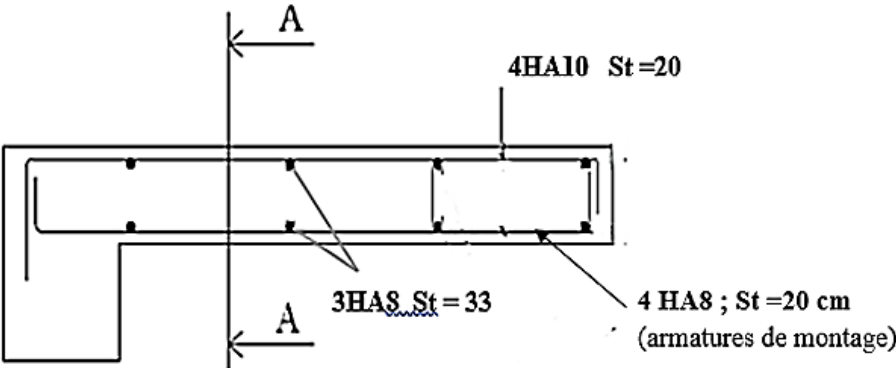


Figure III.4.5. Schéma de ferrailage du balcon

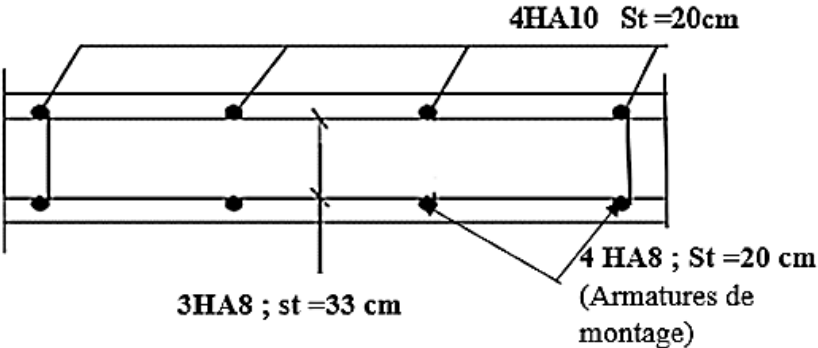


Figure III.4.6. Schéma de ferrailage du balcon coup A-A

III.5. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contretoute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

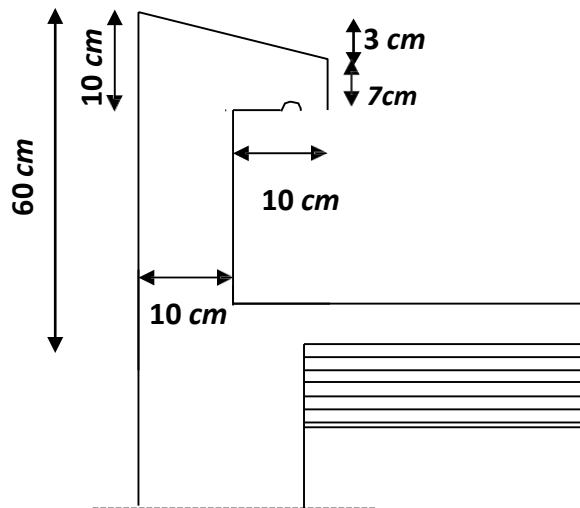


Figure III-5.1 Coupe verticale de l'acrotère

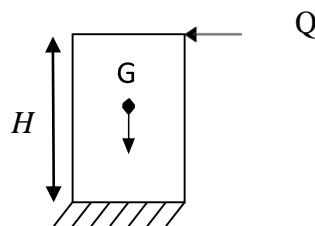


Figure III-5.2 : Schéma statique de l'acrotère.

Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
 La fissuration est considérée comme préjudiciable.
 Le calcul se fera pour une bande de 1m

III.5.1) Dimensionnement :

• **La surface :**

$$S = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2) - (0.03 \times \frac{0.2}{2})] = 0.067$$

• **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.067 = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.5.2) Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.675 \times 1 = 1.675 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

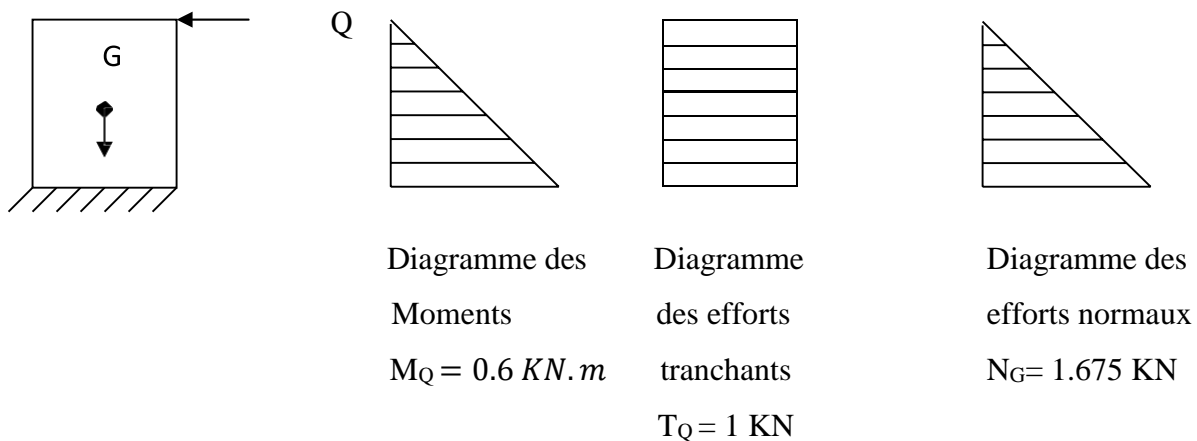


Figure III.5.3. Diagrammes des efforts internes.

III.5.3) Combinaison des charges :

À l'ELU : La combinaison est : $1.35G+1.5Q$

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.35M_G = 1.35 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

À l'ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = N_G = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$$

III.5.4) Calcul du ferrailage :

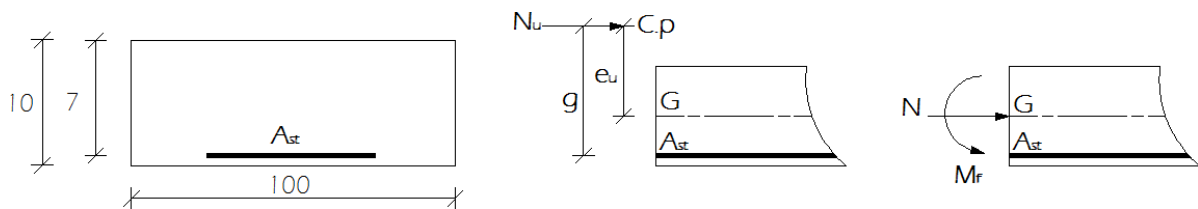


Figure III.5.4 : Schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : distance d'enrobage : 3 cm

d = h - c : Hauteur utile : 7 cm

-Détermination de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.3982 \text{ m} = 3.98 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

eu > a (Section Partiellement Comprimée).

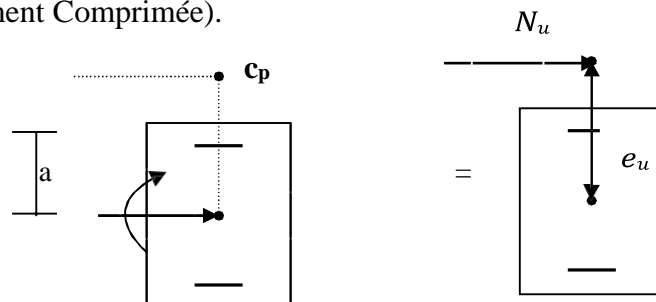


Figure III.5.5 : Position du centre de pression.

Nous avons :

$e_u = 39.82 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5 h - c) = 0.9 + 2.26(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.945 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94500}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu = 0.392 \rightarrow SSA \text{ « Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \text{ »}$$

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.994$$

| | |
|--|---|
| | Section fictive d'armatures (en flexion simple) : |
| | $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94500}{0.994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$ |
| | Section réelle d'armatures (en flexion composée) : |
| | $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.26}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$ |
| | \longrightarrow A adoptée = 3HA8 = 1.51 cm ² Avec : St = 30cm |
| | A _{sc} = 0 → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires |

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} \times 1.51 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ adoptée} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :} \quad \mathbf{St = 30cm}$$

III.5.5) Vérification à l'ELU :

Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u \rightarrow ?$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \tau_{es}$$

$$\tau_{es} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : aciers haute adhérence} \rightarrow \Psi_s = 1.5 \times 2.1$$

$$\tau_{es} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} = 0.19 \text{ MPa} < \tau_{es} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm.}$$

Donc le scellement droit est prise égale à : $L_s = 30 \text{ cm.}$ de longueur

Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)**Armatures principales :**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ?$$

$$\text{Vérification : } (St = 30 \text{ cm}) = (30 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV}$$

Armatures de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ?$$

$$\text{Vérification : } (St = 30 \text{ cm}) < (40 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV}$$

III.5.6) Vérification des contraintes à l'ELS**Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)**

$$A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ?$$

Détermination de l'excentricité à l'ELS :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.35 \text{ m}$$

Vérification :

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 0.45 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

Les armatures principales :

$$A_{\text{adoptée}} = 1.51 \text{ cm}^2 \geq (A_{CNF} = 0.798 \text{ cm}^2) \text{ condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ?$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{4} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360$: $\beta_1 = 0.907$; $K_1 = 38.76$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/ version 2003. Art 6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone IIa, groupe d'usage 2

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1.713 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.82 < 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

Armatures principales : 3 HA 8/ml ($S_t = 30 \text{ cm}$).

Armatures de répartition : 3HA 8 ($S_t = 30 \text{ cm}$).

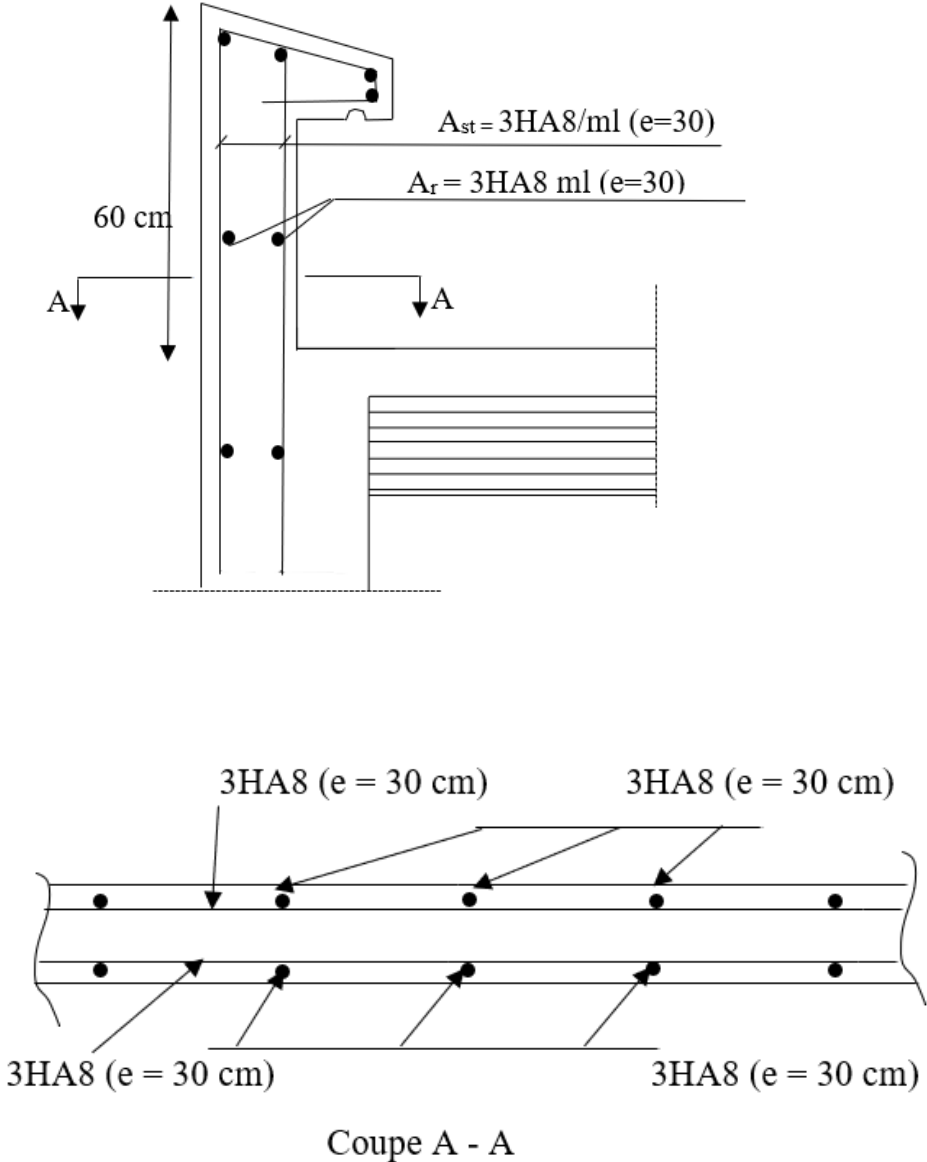


Figure III.5.6 : ferrailage de l'acrotère

IV-Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...** etc.

- Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel **ETABS**.

IV-1-Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

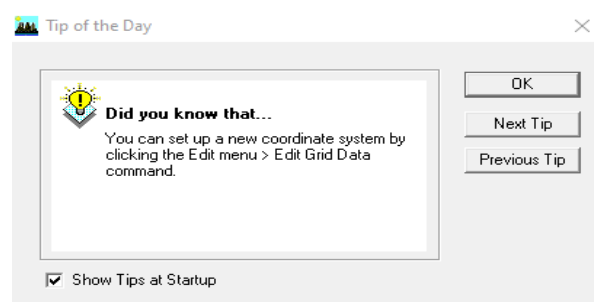
IV-2-Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.
ETABS.

Figure IV-1 : icone**Figure IV-2 :** fenêtre de dialogue.

IV-3 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3-1 : Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

IV-3-1-1 : Le choix d'unité : on doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera



notre unité de travail.

Figure IV-3. : choix de l'unité

IV-3-1-2 : Géométrie de base : En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de créerrapidement un modèle régulier.

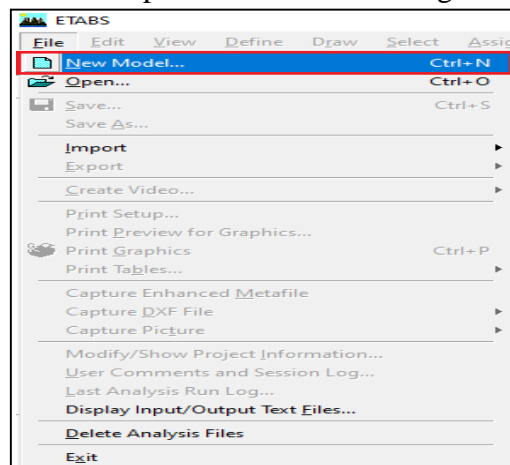


Figure IV.4.: commande création d'un nouveau modèle.

- Une page de dialogue sous le titre « **New Model Initialisation** » s’affiche puis on clique **No**.

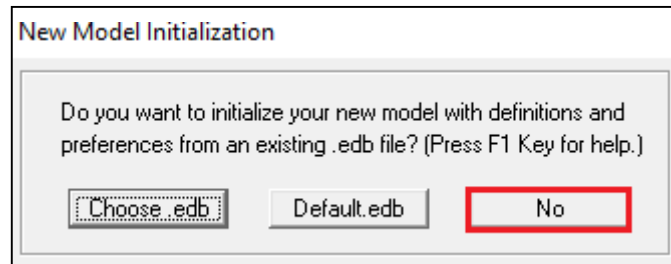


Figure IV.5.: création d’un nouveau modèle.

- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » qui va s’ouvrir nous permet d’introduire les paramètres suivants :

1. Le nombre des lignes dans la direction X.
2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
3. Espacement des travées dans le sens X.
4. Espacement des travées dans le sens Y.
5. Le nombre d’étage.
6. La hauteur des étages courants.
7. La hauteur du rez de chaussée (RDC).

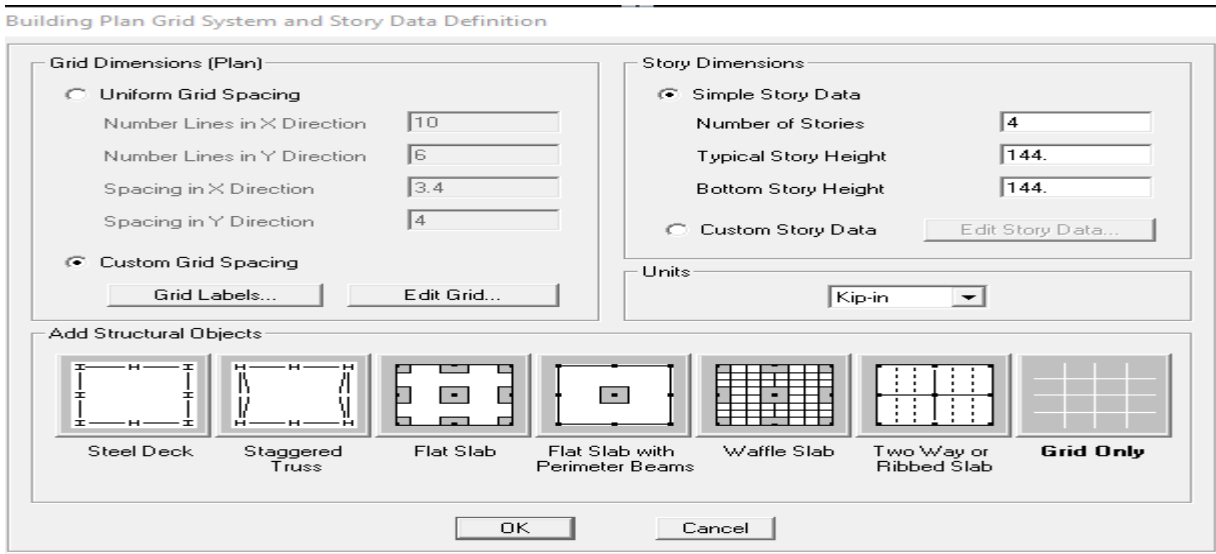


Figure IV-6: instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.

- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Griddata** ce qui nous permet d’accéder à l’interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan :

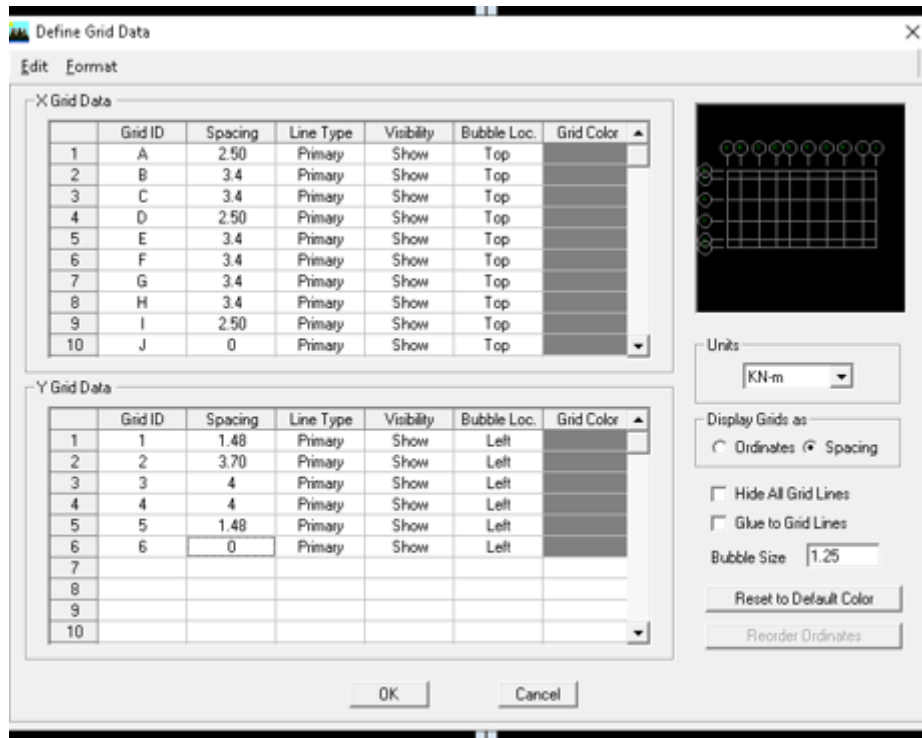


Figure IV-7. : instruction des lignes de construction en plan.

- Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data** :

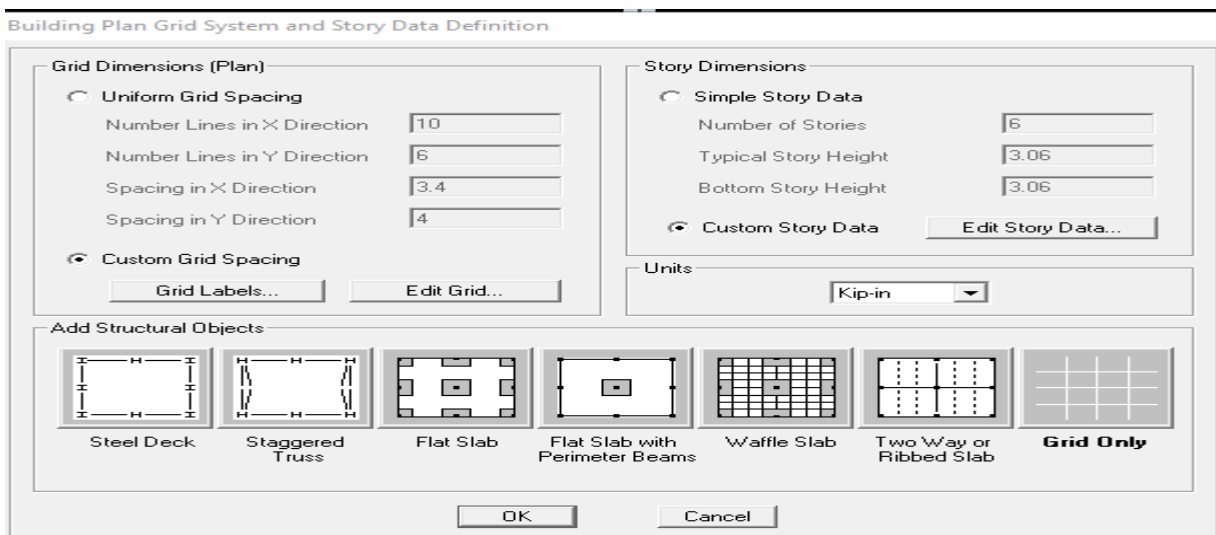


Figure IV-8.: instruction des lignes de construction en élévation.

- Dans le boîte de dialogue qui apparait « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cette étage principale à tous ceux qui lui son identique.

Story Data

| | Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|---|--------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 7 | STORY6 | 3.06 | 18.36 | Yes | | No | 0. |
| 6 | STORY5 | 3.06 | 15.3 | No | STORY6 | No | 0. |
| 5 | STORY4 | 3.06 | 12.24 | No | STORY6 | No | 0. |
| 4 | STORY3 | 3.06 | 9.18 | No | STORY6 | No | 0. |
| 3 | STORY2 | 3.06 | 6.12 | No | STORY6 | No | 0. |
| 2 | STORY1 | 3.06 | 3.06 | No | STORY6 | No | 0. |
| 1 | BASE | | 0. | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV-9. : instruction des lignes de construction en élévation.

- Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

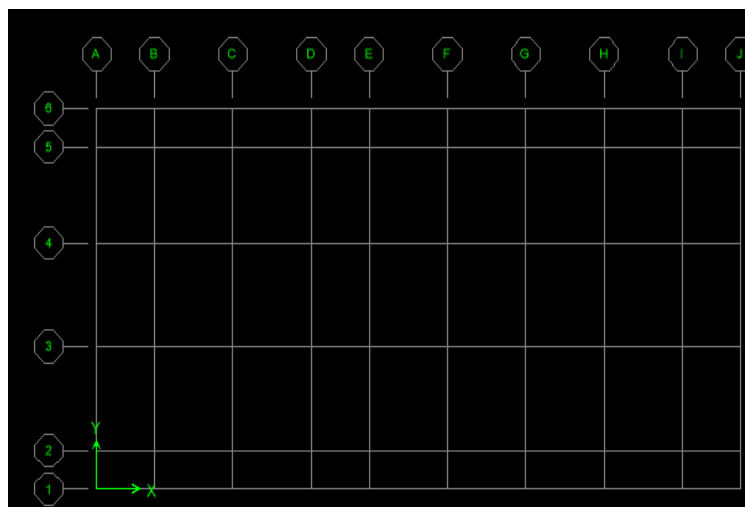


Figure IV-10. : Représentation de la structure en 2D.

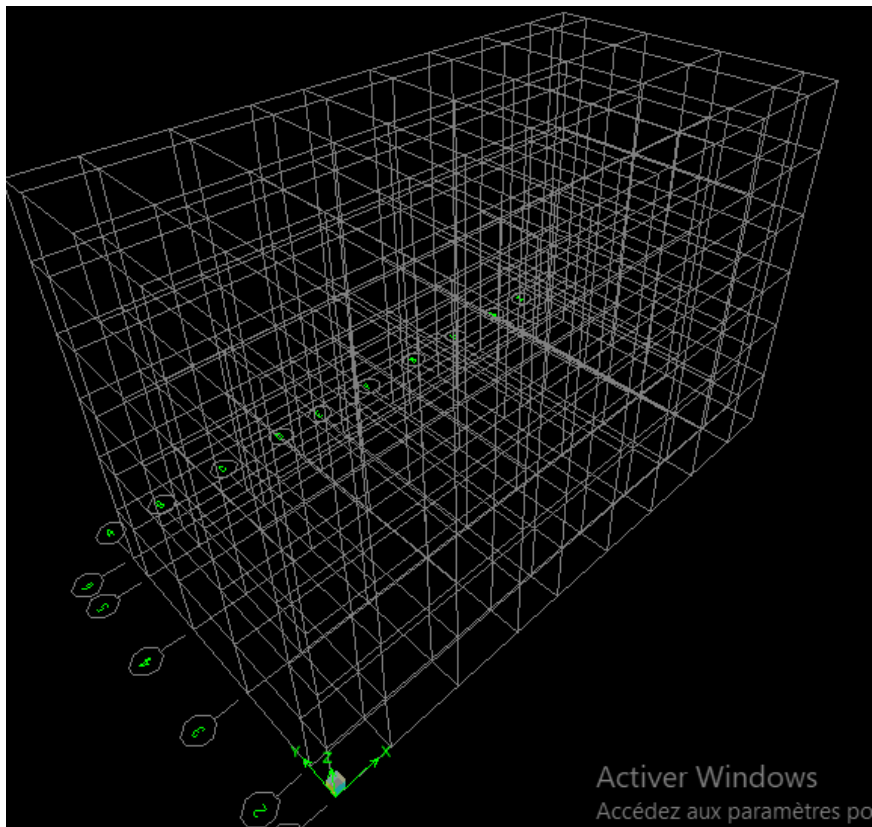


Figure IV-11-: Représentation de la structure en 3D.

IV-3-2 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :


Define puis **Material Properties** ou bien  , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Figure IV-12. : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- **Define** puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

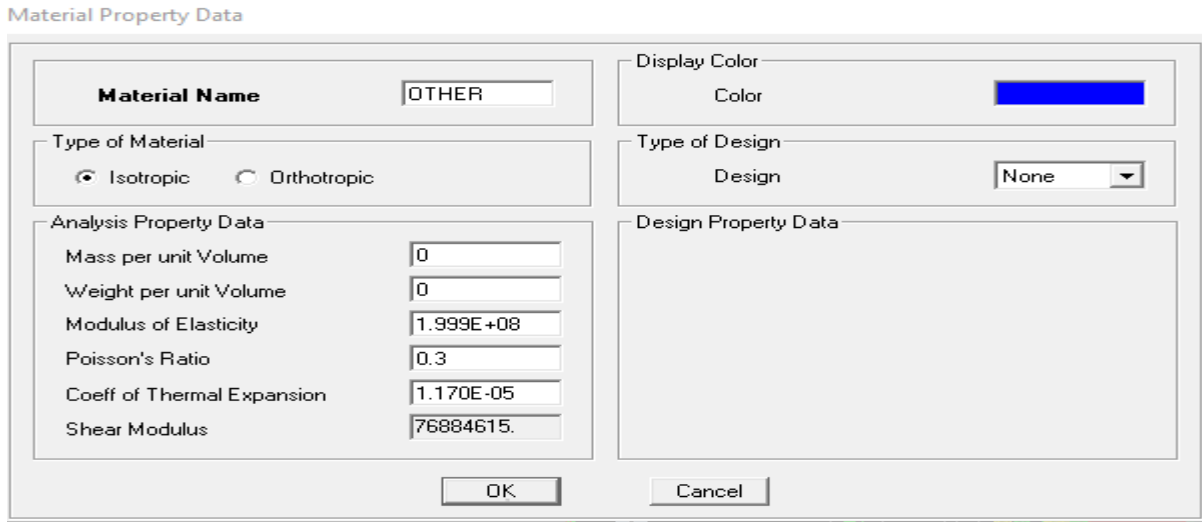


Figure IV-13.: Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER

IV-3-3 : Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

IV-3-3-1 : Poteaux et poutres :

- On clique sur **Define** puis sur **Frame Sections**, dans l'icône qui s'affiche on sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis on clique sur **Delete Property**.

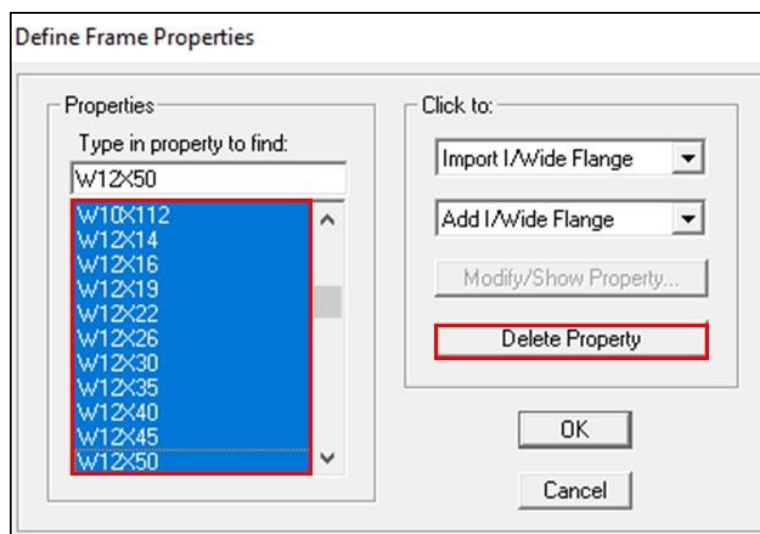


Figure IV-14.: introduction des éléments barres.

- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.

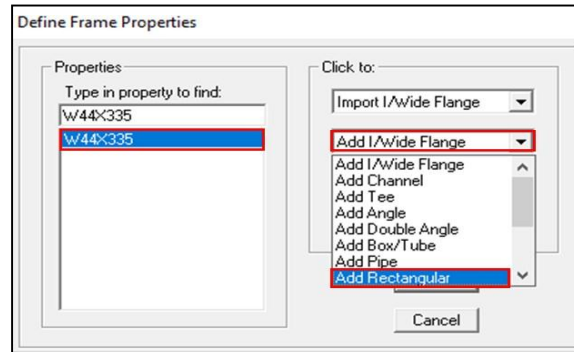


Figure IV-15. : introduction des coffrages de poutres.

- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

➤ **Poutre principale PP 25x30:**

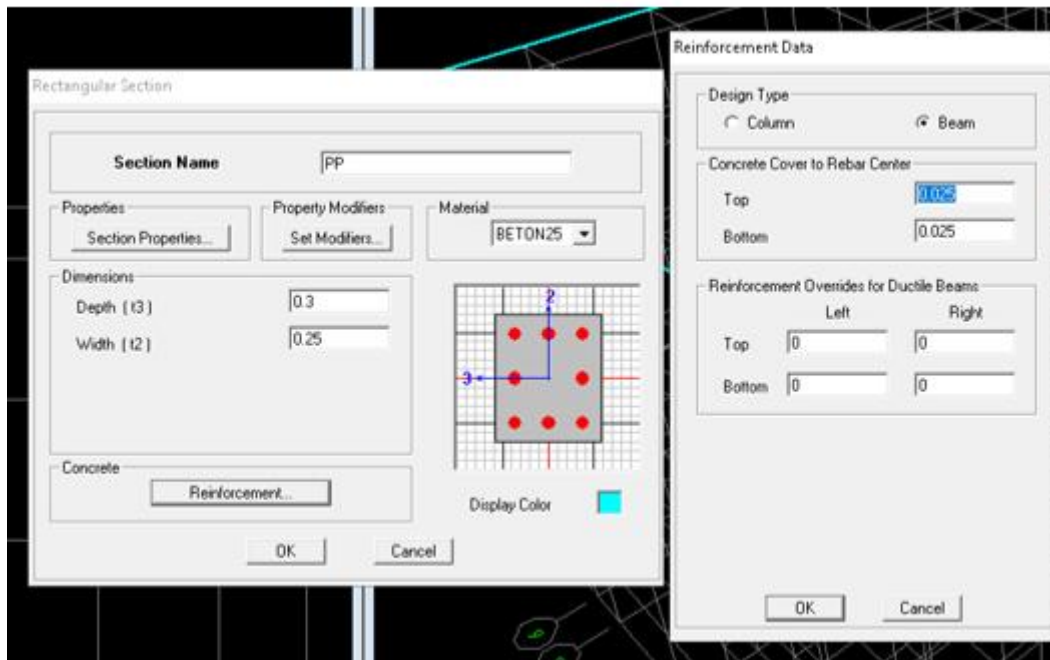


Figure IV-16. : définition des dimensions des poutres principales.

➤ **Poutre secondaire PS 25x30:**

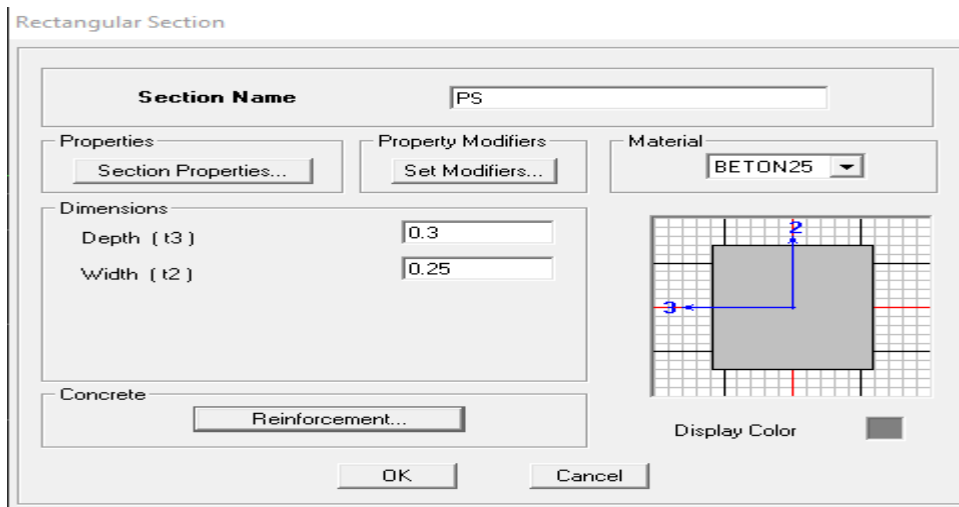


Figure IV-17. : définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ **Poutre de palier 15x20 :**

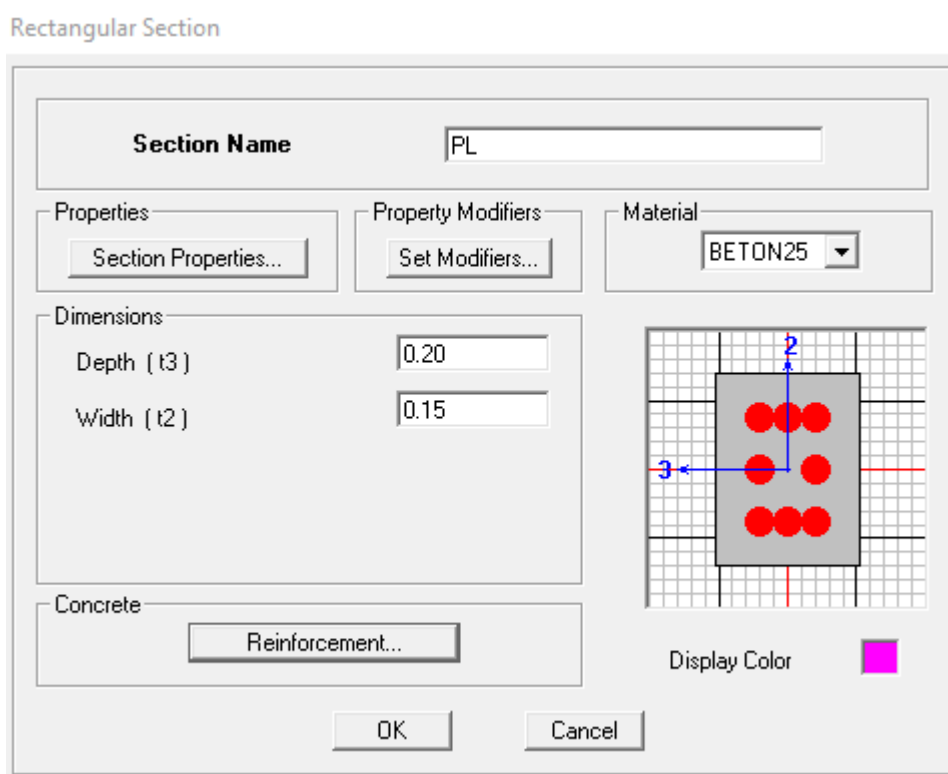


Figure IV-18.: définition des dimensions des poutres de palier.

➤ **Poteau 35x35 :**

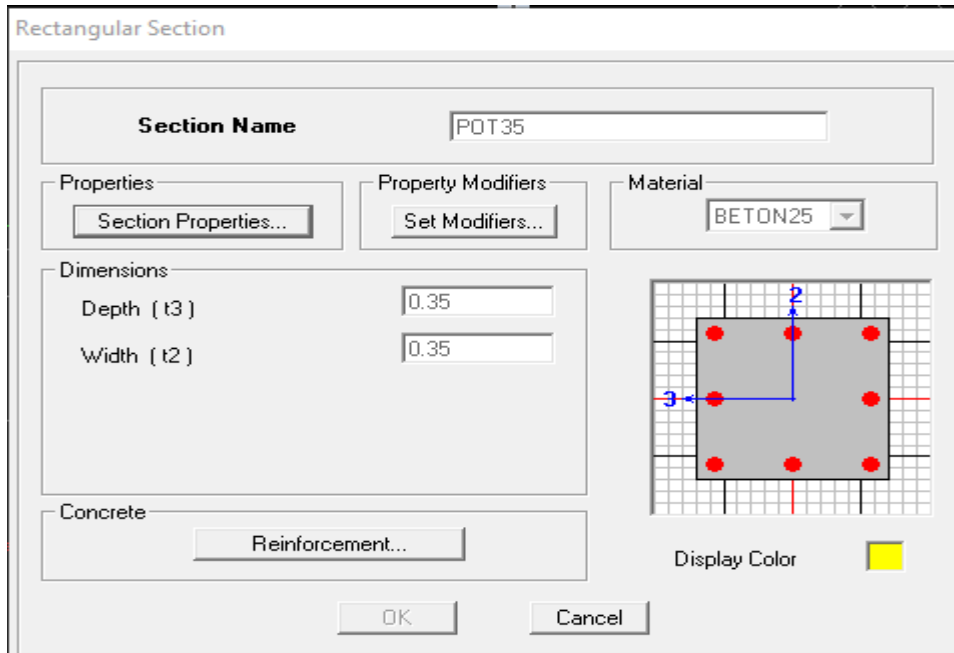


Figure IV-19. : définition des dimensions du poteau 35x35.

➤ **Poteau 40x40 :**

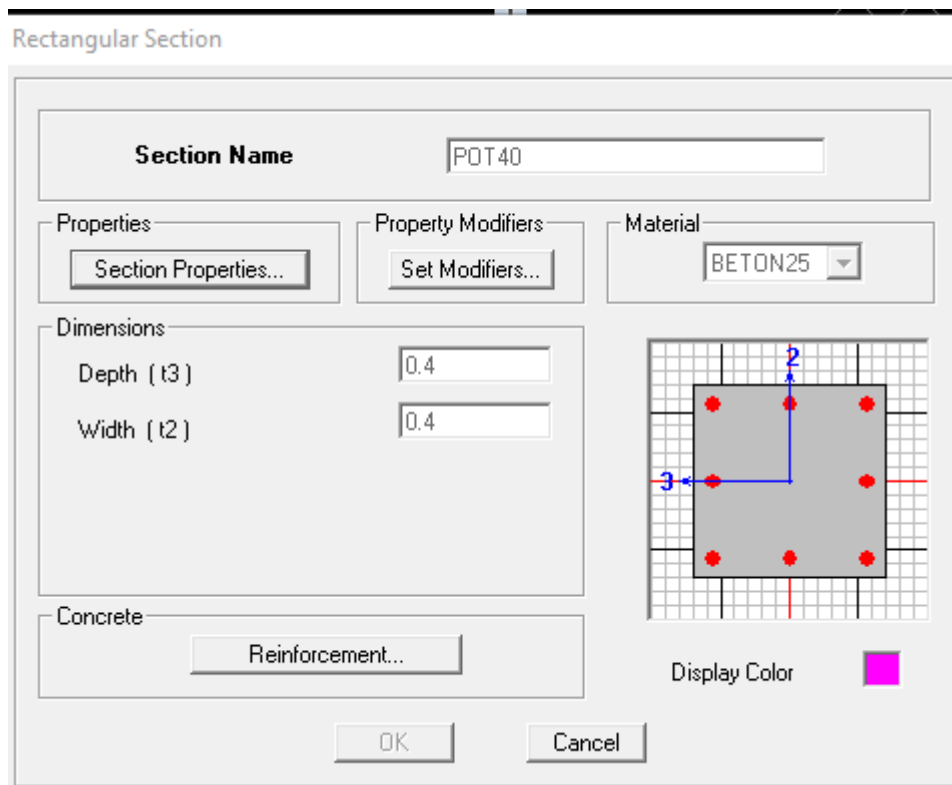


Figure IV-20 : définition des dimensions du poteau 40x40

➤ **Poteau 45x45 :**

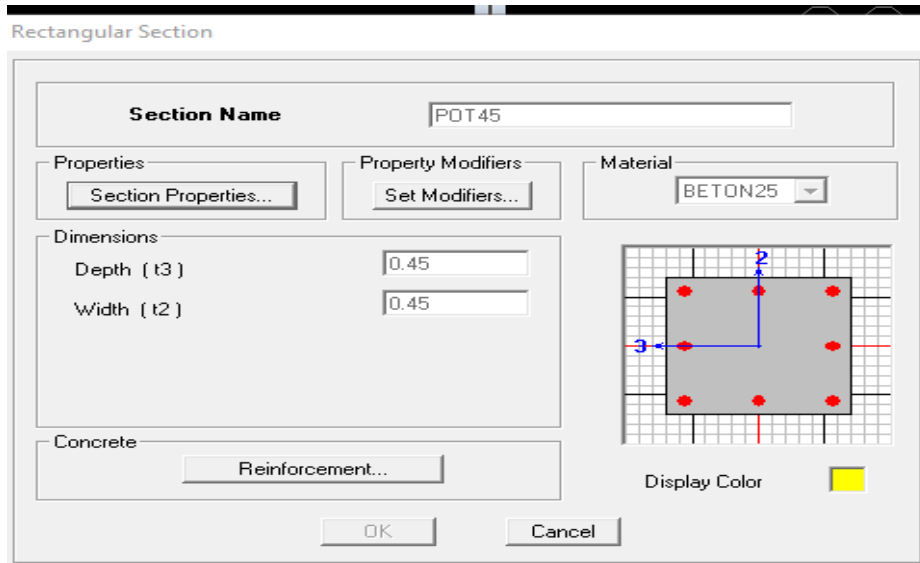


Figure IV-21 : définition des dimensions du poteau 45x45.

IV-3-3-2 : Les plancher, dalles pleins et voiles :

➤ **Voile :**

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

- **Pour le voile :**

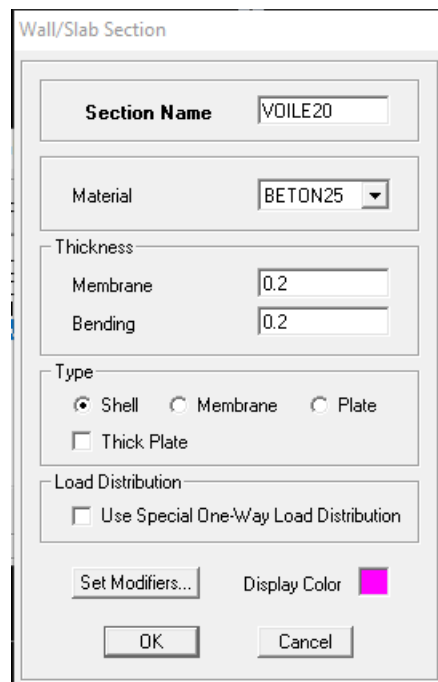


Figure IV-22: définition des dimensions de voile .

➤ Plancher :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**

-Pour le plancher en corps creux :

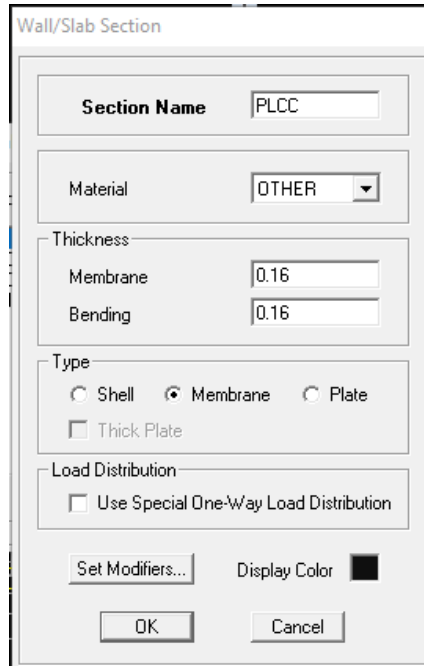


Figure IVV-23: définition des dimensions des planchers en corps creux.

-Pour la dalle pleine :

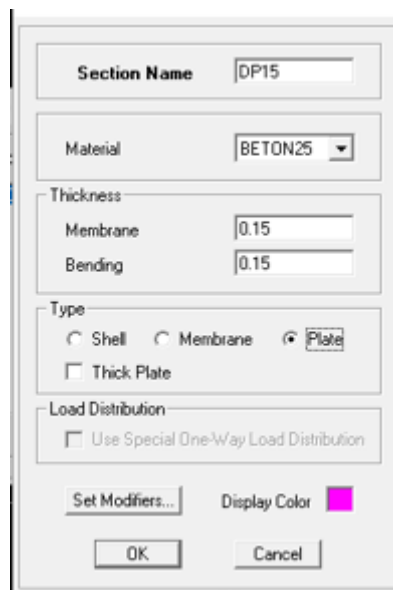


Figure IV-24 : Définition des dimensions de la dalle pleine


IV-3-4 : Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran

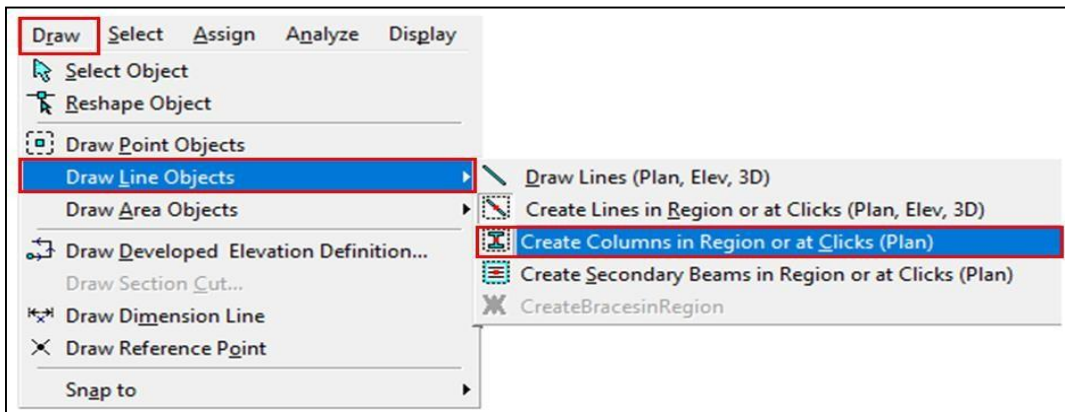
Draw ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

IV.3.4.1. Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou

bien on clique sur l'icône  une boite de dialogue apparait et on sélectionne dans «

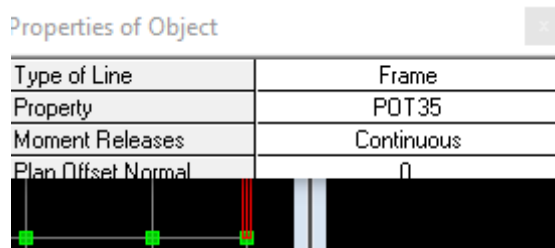
Property of Object » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :



FigureIV .25: Commande de dessin poteaux.

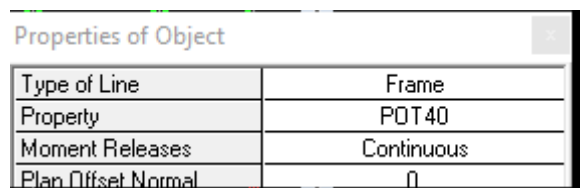
On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

RDC+ étage 1 : **35x35**



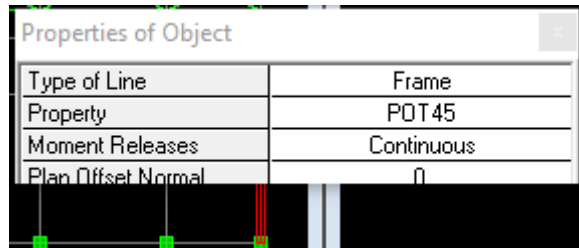
FigureIV.26. : dessin des poteaux 35x35

Etages(2-3) : **40x40**




FigureIV.27 : dessin des poteaux 40x40

Etages(4-5): 45x45



FigureIV.28 : dessin des poteaux 45x45

IV-3-4-2 : Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, éleva, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boite de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

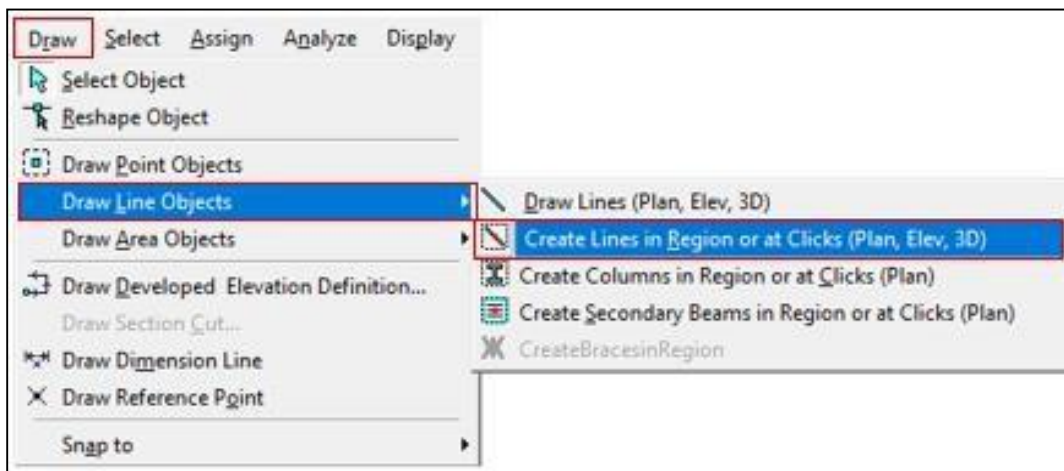


Figure IV.29: Commande de dessin poutres.

➤ Pour les poutres principale 30x35 :

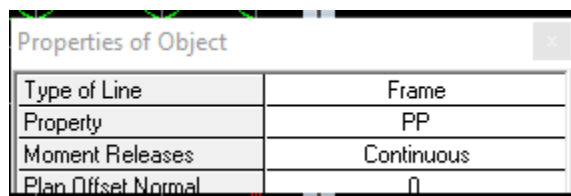



Figure IV30: dessin des poutres principales 30x35

Pour les poutres secondaires 30x35 :

| Properties of Object | |
|----------------------|------------|
| Type of Line | Frame |
| Property | PS |
| Moment Releases | Continuous |
| Plan Offset Normal | 0 |

Figure IV.31 : dessin des poutres principales 30x35

IV.3.4.3. Pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw AreaObjects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

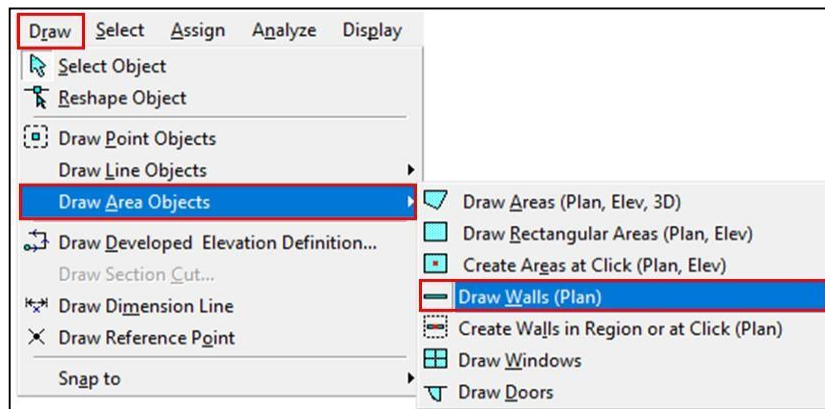


Figure IV.32 : Commande de dessin voile.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile onspécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

| Properties of Object | |
|-------------------------|------------------|
| Type of Area | Pier |
| Property | VOILE20 |
| Plan Offset Normal | 0 |
| Auto Pier/Spandrel IDs? | No |
| Drawing Control | None <space bar> |
| | |
| | |
| | |

Figure IV.33: affectation des voiles

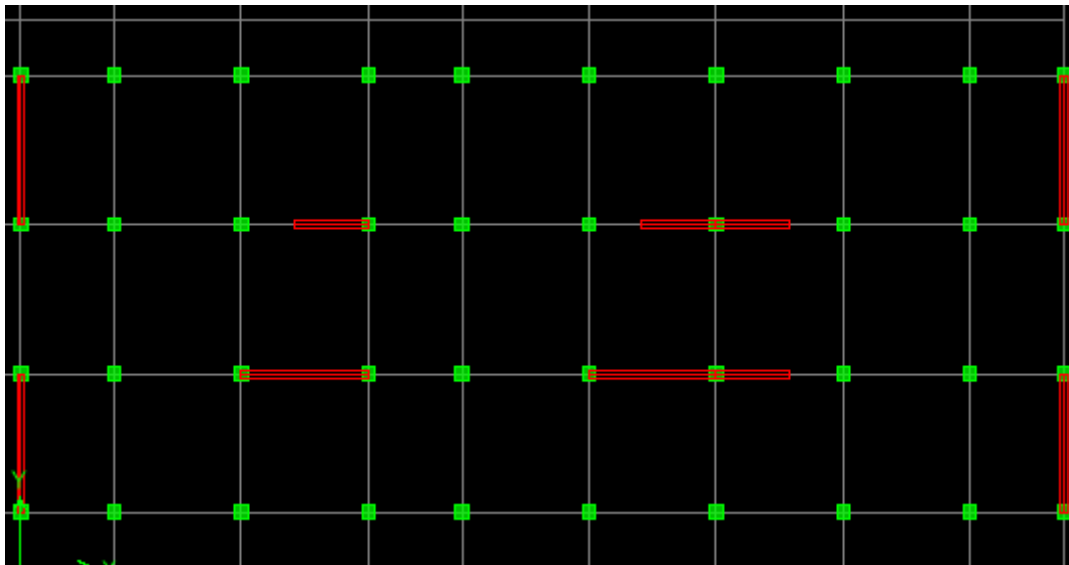



Figure IV.34: Positionnement des voiles.

IV.3.4.4. Pour les dalles en corps creux :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** (**Plan, Elev**)

on bien on cliquesur l'icône 

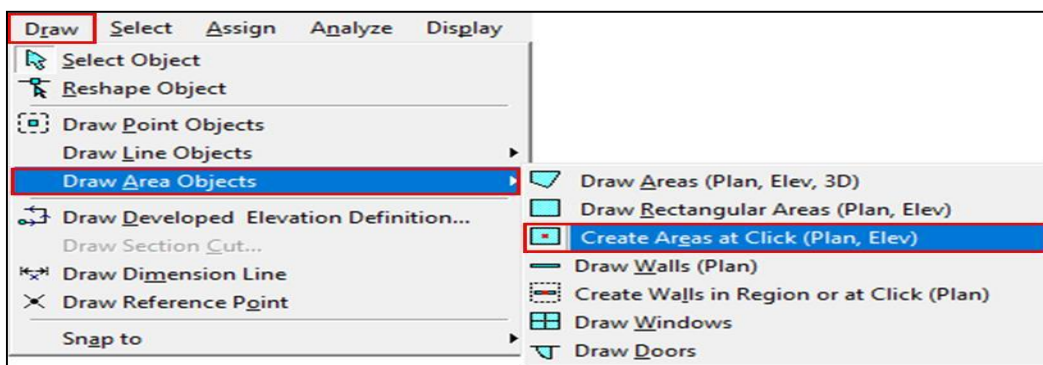


Figure IV.35 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property CC**.

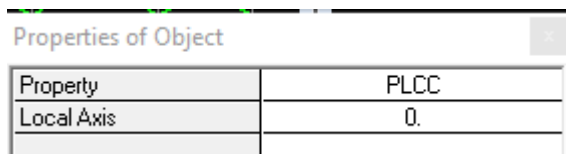



Figure IV.36 : affectation des dalles en corps creux.

IV.3.4.5. Pour la dalle pleine :

Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on cliquesur l'icône 

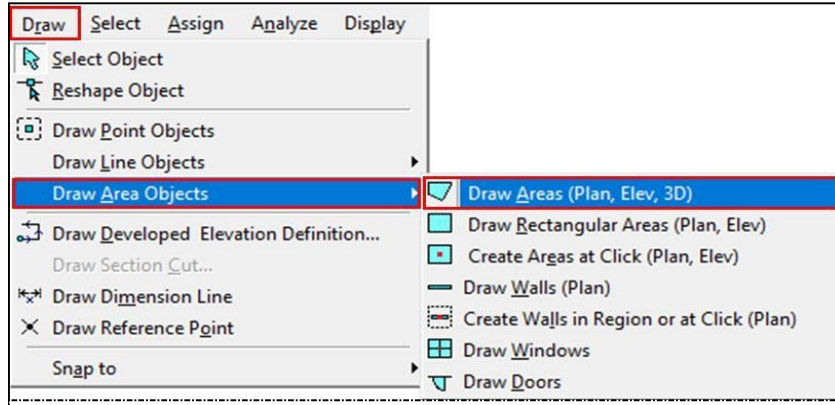
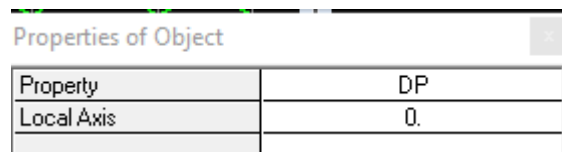


Figure IV.37 : Commande de dessin des dalles en dalle pleine .

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property DP**.



FigureIV.38 : Affectation de la dalle pleine

Enfin, on obtient le schéma final de la structure.

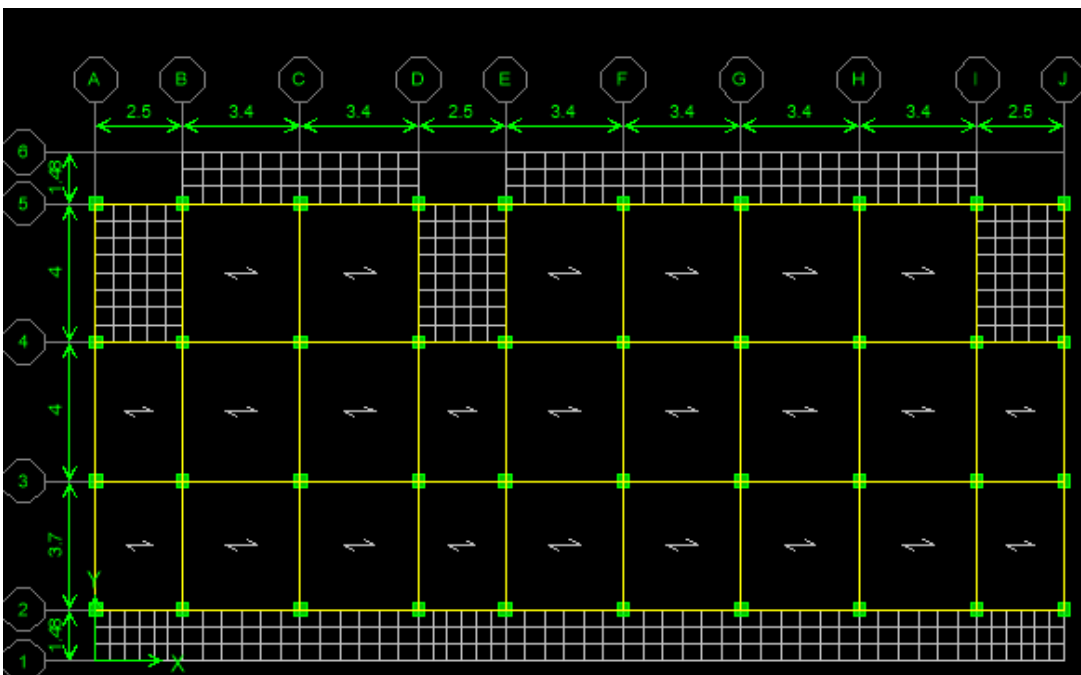

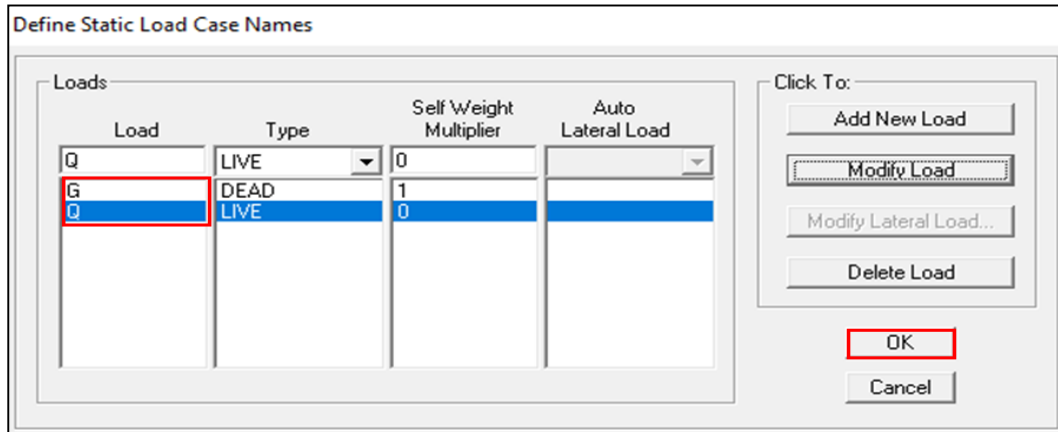


Figure IV39: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

IV.3.5. Définition des charges statiques (G, Q)


La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 



FigureIV.40 : Définition des charges G et Q.

IV.3.6. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 
- On introduit les données dans leurs cases respectives :
 1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
 2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
 3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
 4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
 5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité $Q = 1,20$;

$Q = 1,25$

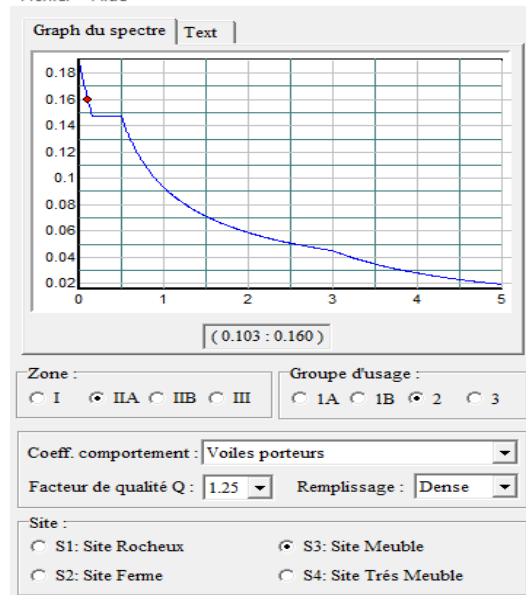
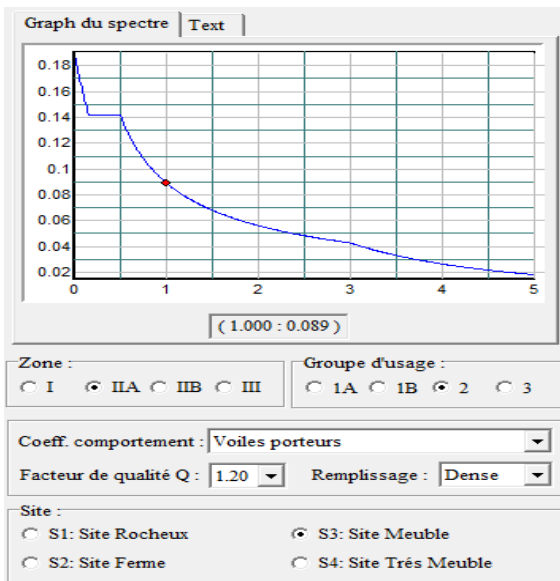


Figure IV.41 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Après l'introduction des données on clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**

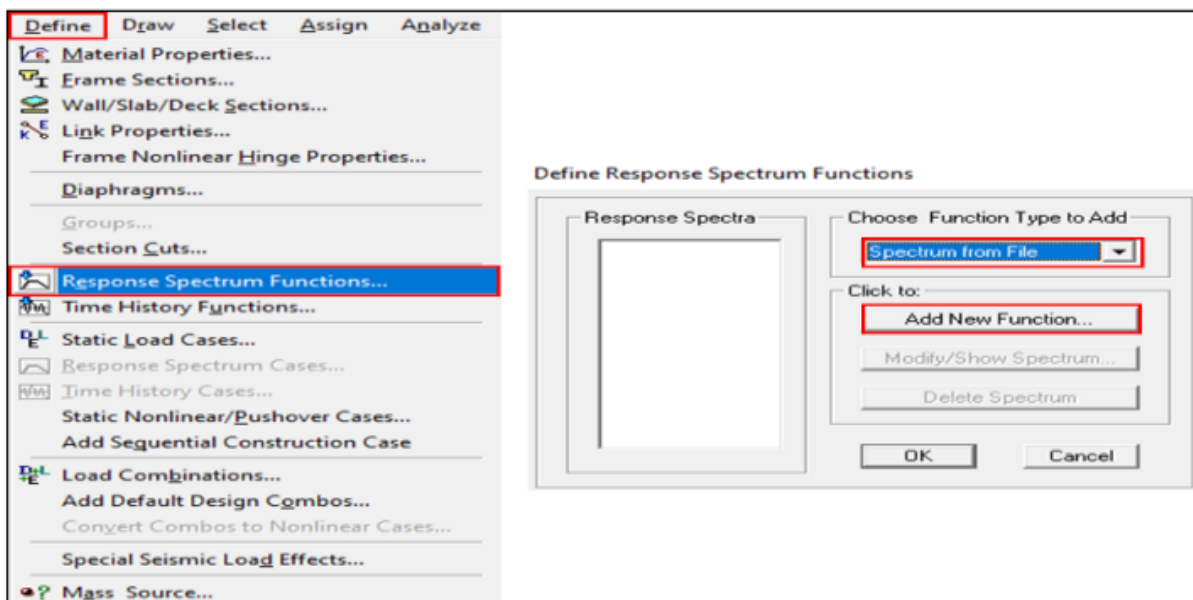


Figure IV.42 : commande d'introduction du spectre de réponse.

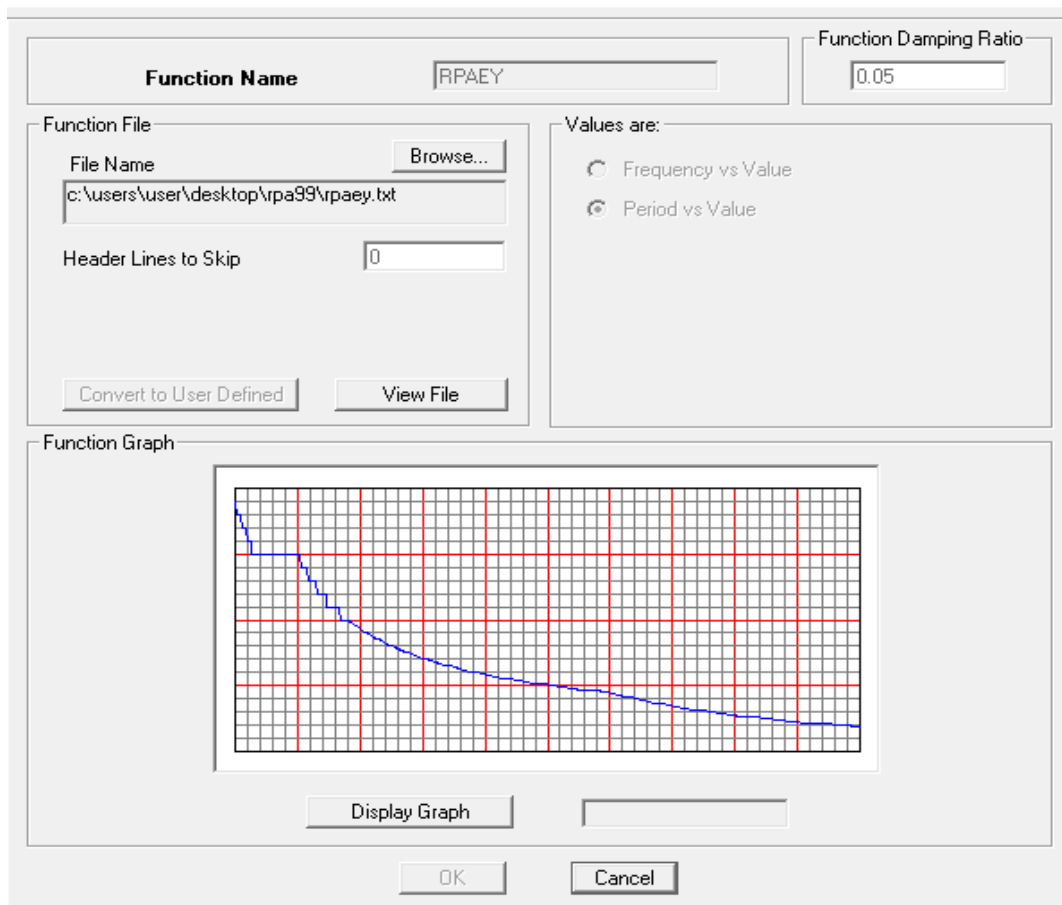
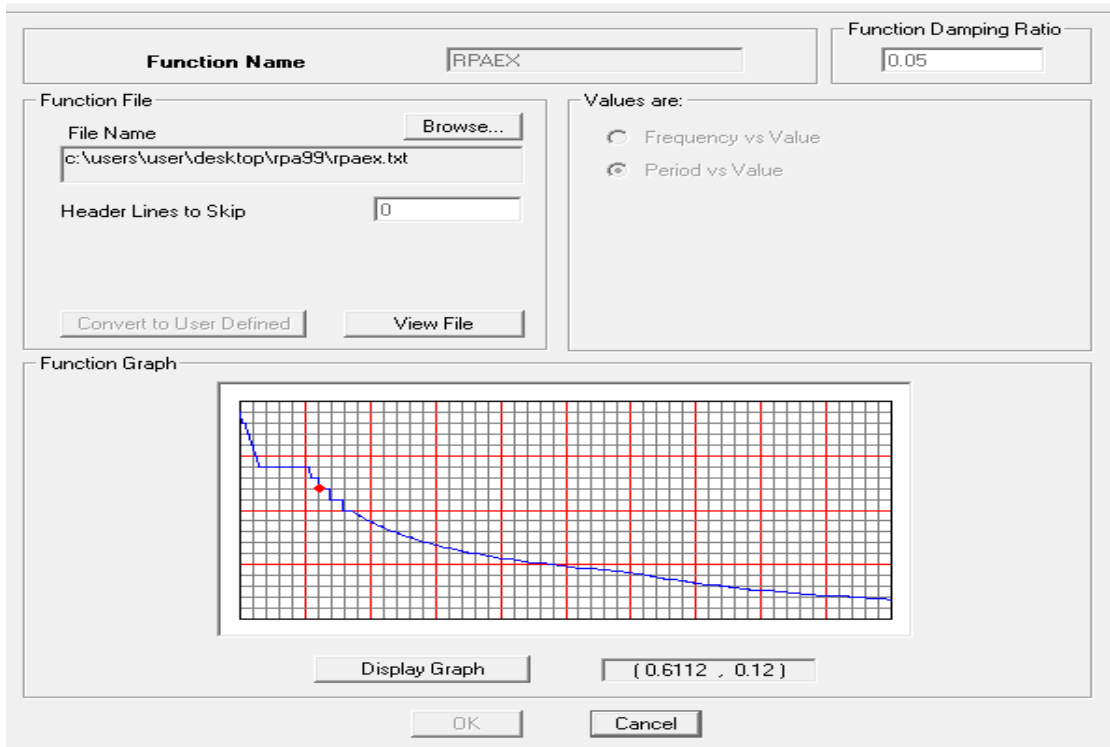


Figure IV.43 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

IV.3.7. Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la Charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** .

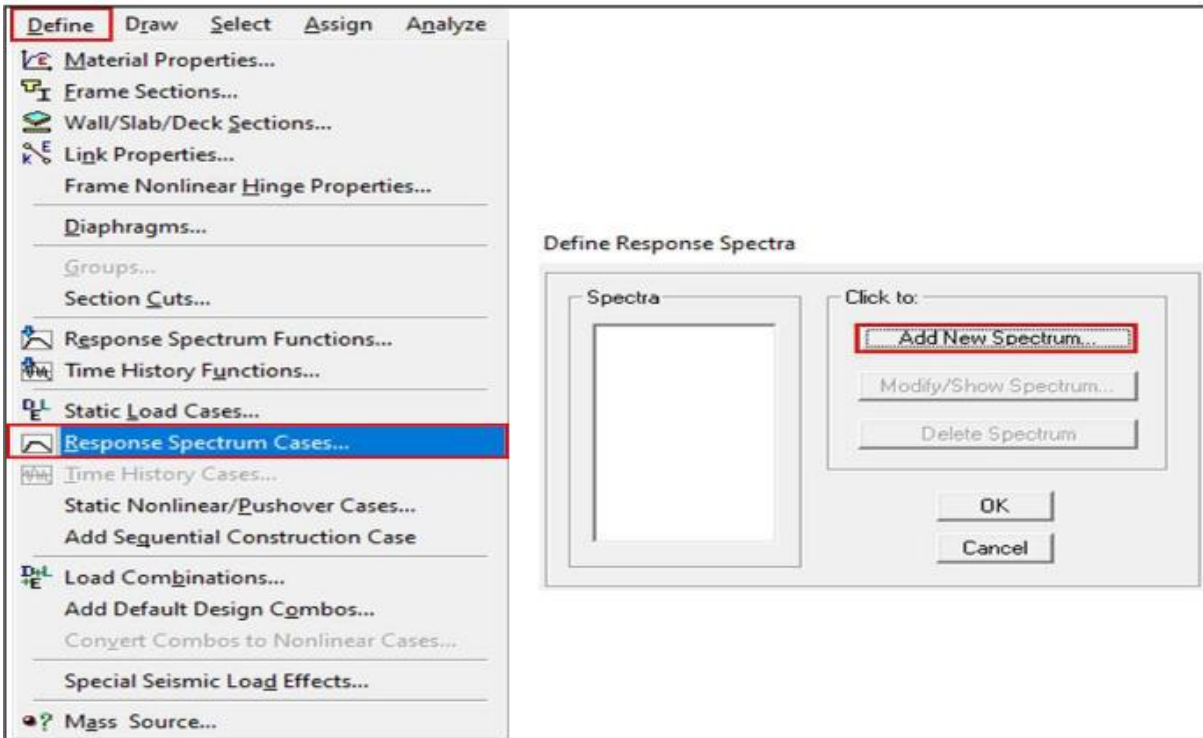


Figure IV.44 : commande d'introduction des cas de charges sismiques.

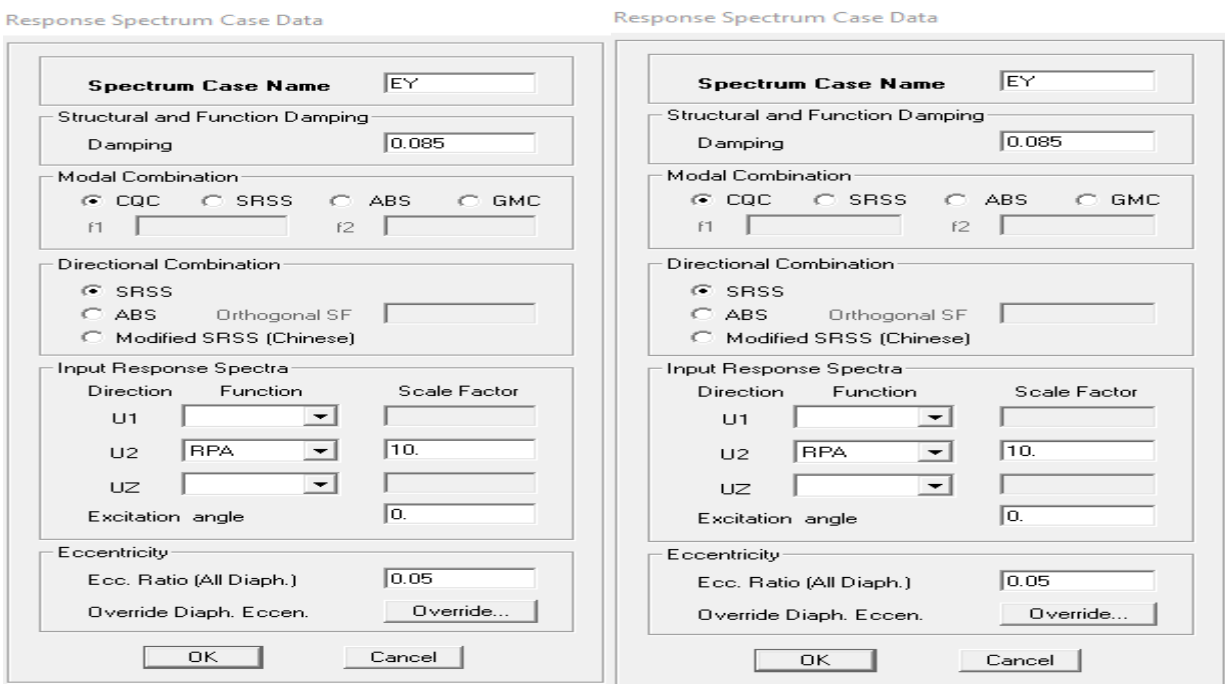


Figure IV.45 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

IV.3.7.1. Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur Define puis sur Masse Source.

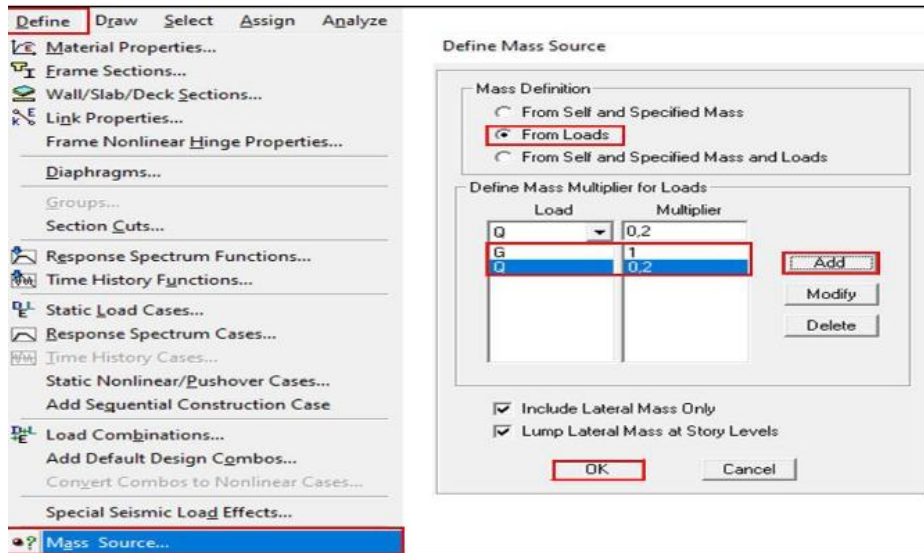


Figure IV. 46: définition de la masse sismique.

IV.3.7.2. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

➤ Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur Assign puis sur Joint/point ensuite Restraints.

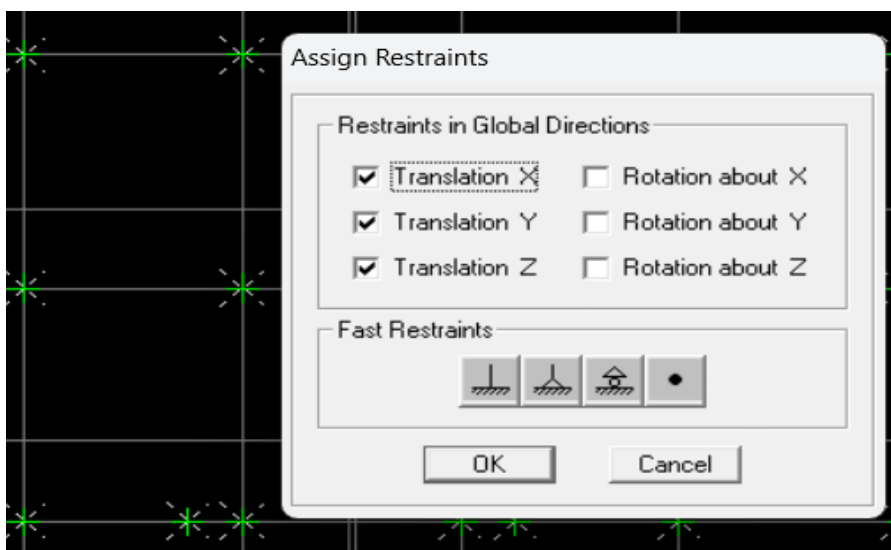


Figure IV.47 : Encastrement de la base de la structure.

Attribution des diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : Assign puis sur Joint/Point ensuite Diaphragms

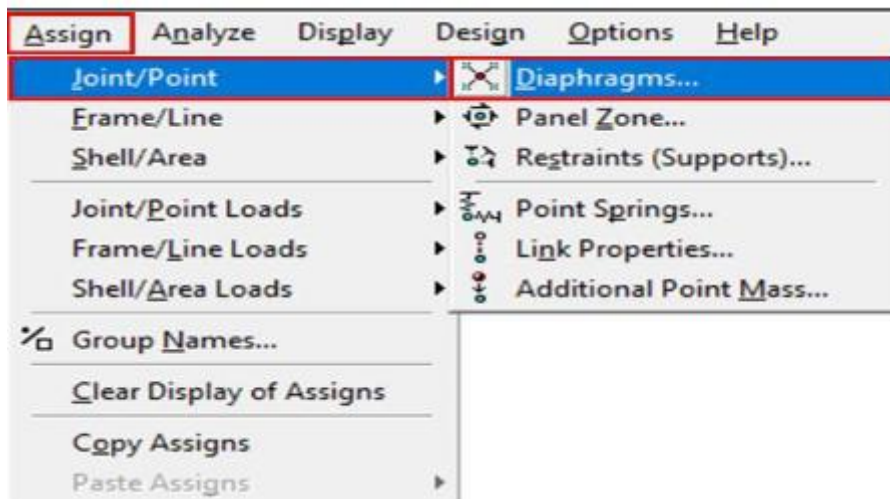


Figure IV.48: commande d'introduction d'un plancher rigide

On clique sur **Add New Diaphragm** et on le nomme par exemple **D1** pour **story 1** on valide et refait la même opération pour tous les étages.

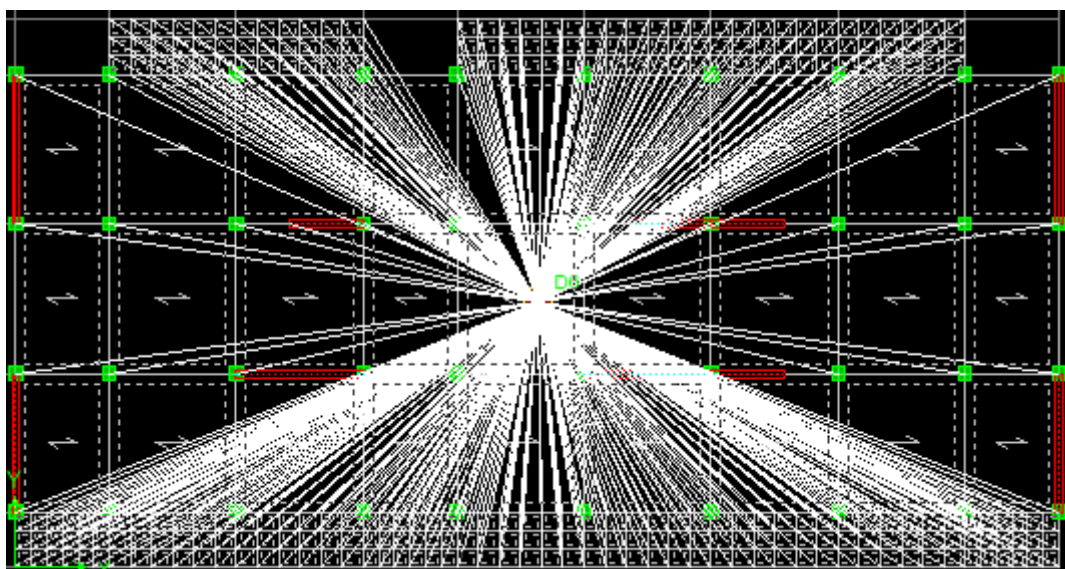


Figure IV.49 : spécification du diaphragme

IV.3.8. Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads**
Combinaisons

Ensuite **Add New Combo**

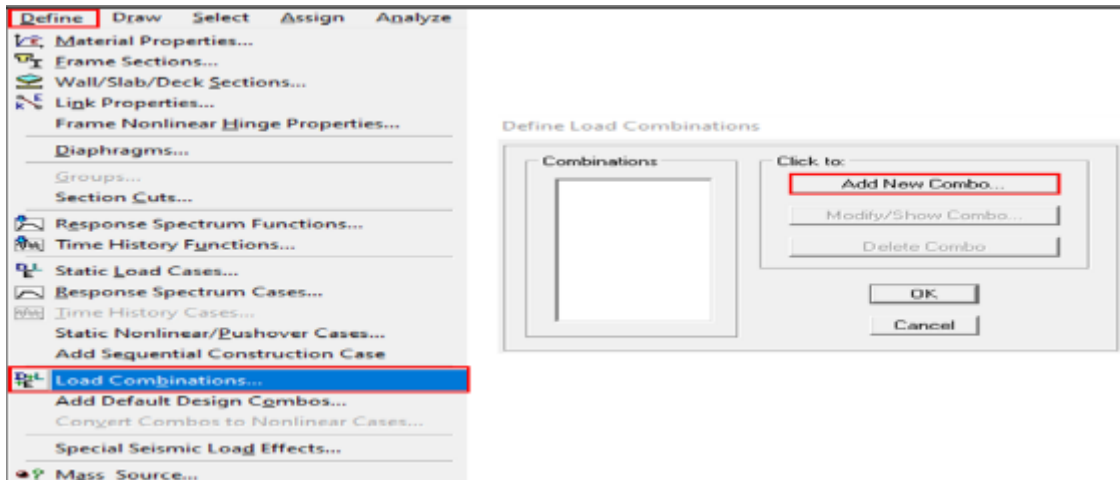


Figure IV. 50 : commande d'introduction des combinaisons d'actions

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $(G + Q + E, G + Q - E)$

08GE : $(0,8G + E, 0,8G - E)$

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$.

- Combinaisons poids : $G+0,2Q$

- On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

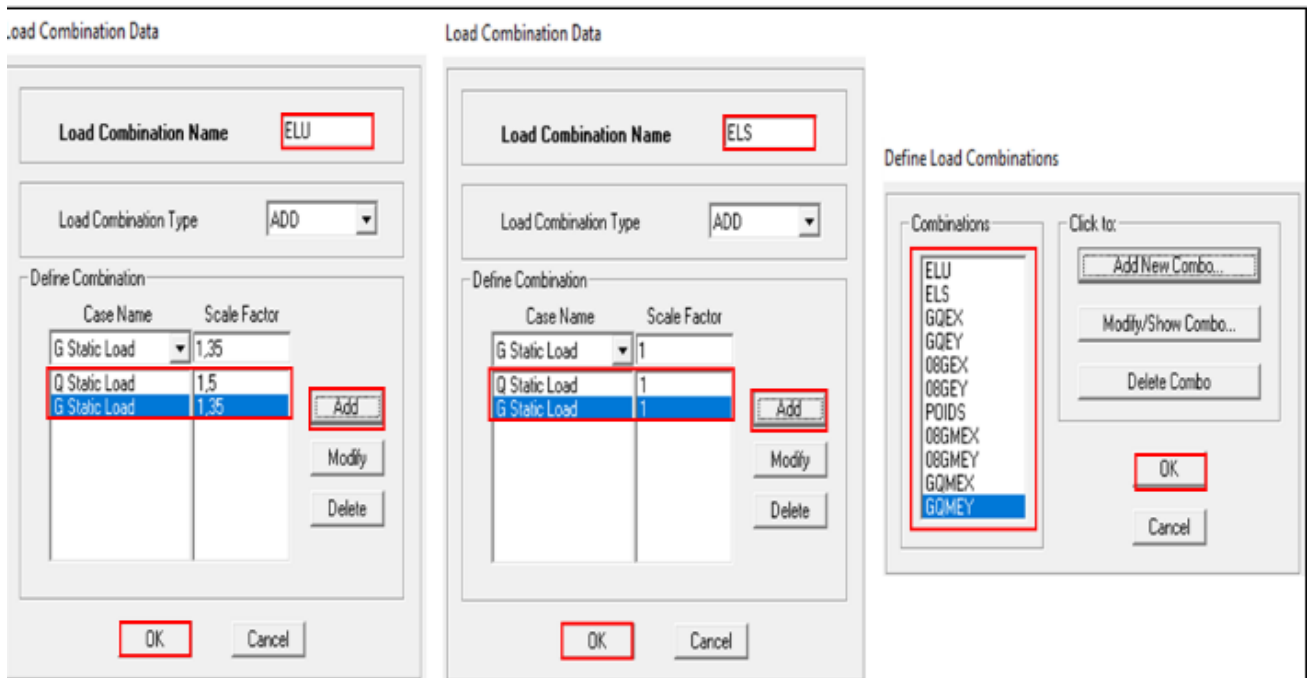


Figure IV.51 : création des combinaisons de charges

IV.3.9. Chargement des éléments :

➤ Chargement des planchers à corps creux :

- Plancher terrasse :
G = 5.54 KN/m², Q = 1 KN/m²
- Plancher étage courant :
G = 5.18 KN/m², Q = 1.5 KN/m²
- Plancher du RDC : G = 5.18 KN/m², Q = 2.5 KN/m²

Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône

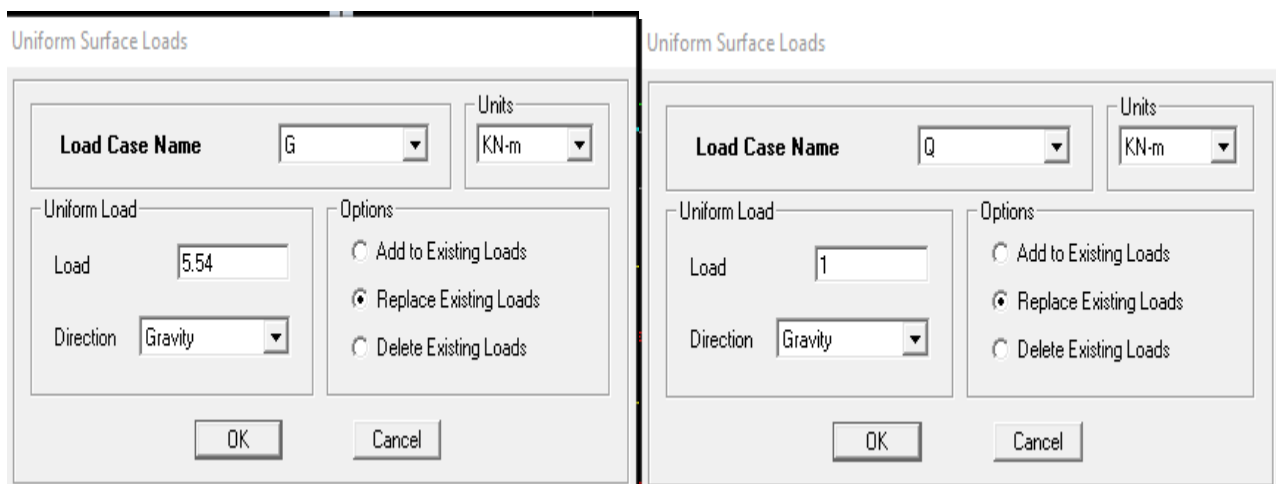


Figure IV.52 : Attribution des charges surfacique à des panneaux

-Répétez l'opération pour tous les étages.

IV.3.10 . Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

-Avant de lancer l'analyse, on doit spécifier le nombre de modes à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :

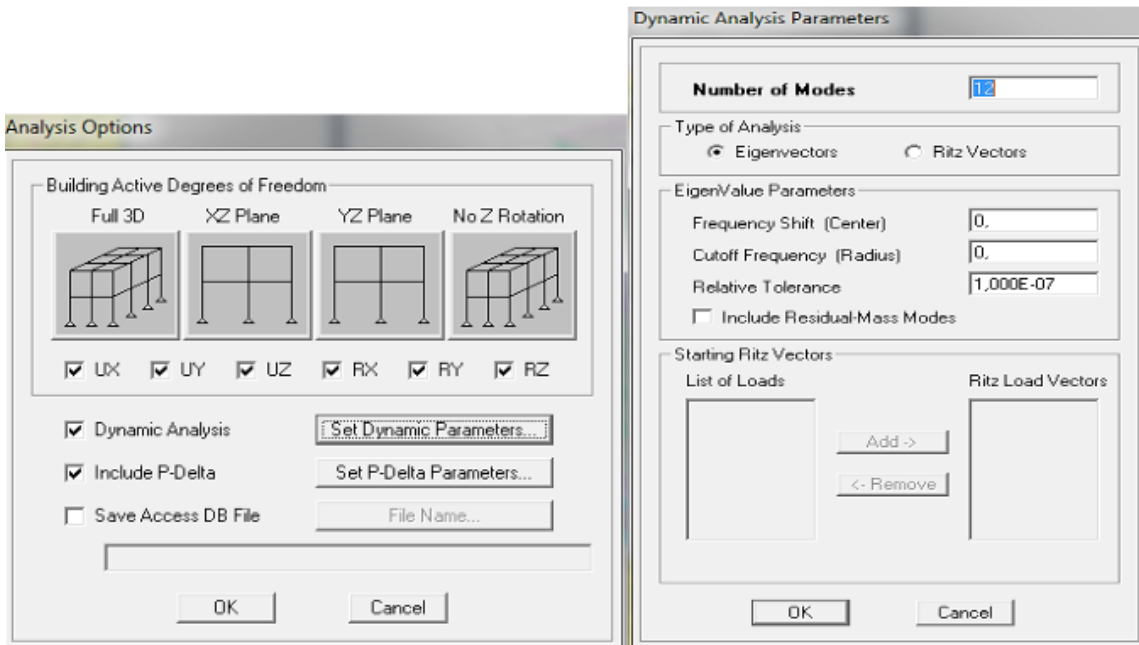


Figure IV.53 : introduction de nombre de mode

-Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option Analyze ensuite check Modal.

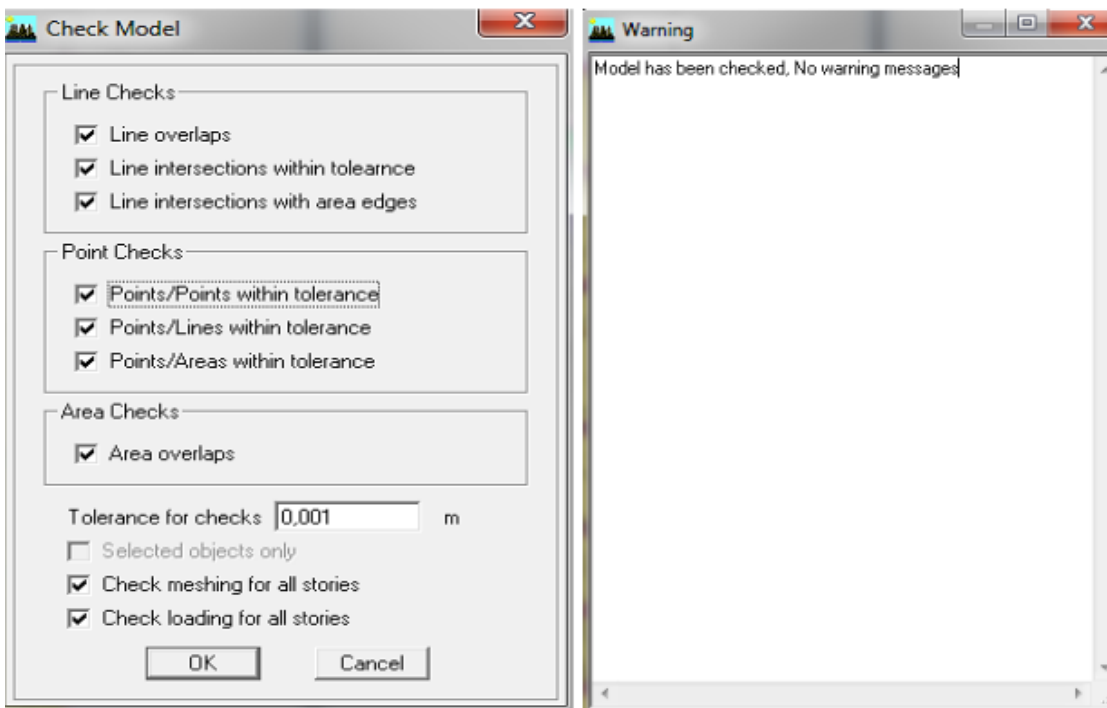


Figure IV.54 : option de vérification du modèle

-Pour le lancement de l'analyse on clique sur Analyze puis sur Run Analysis ou sur la touche F5 de clavier.

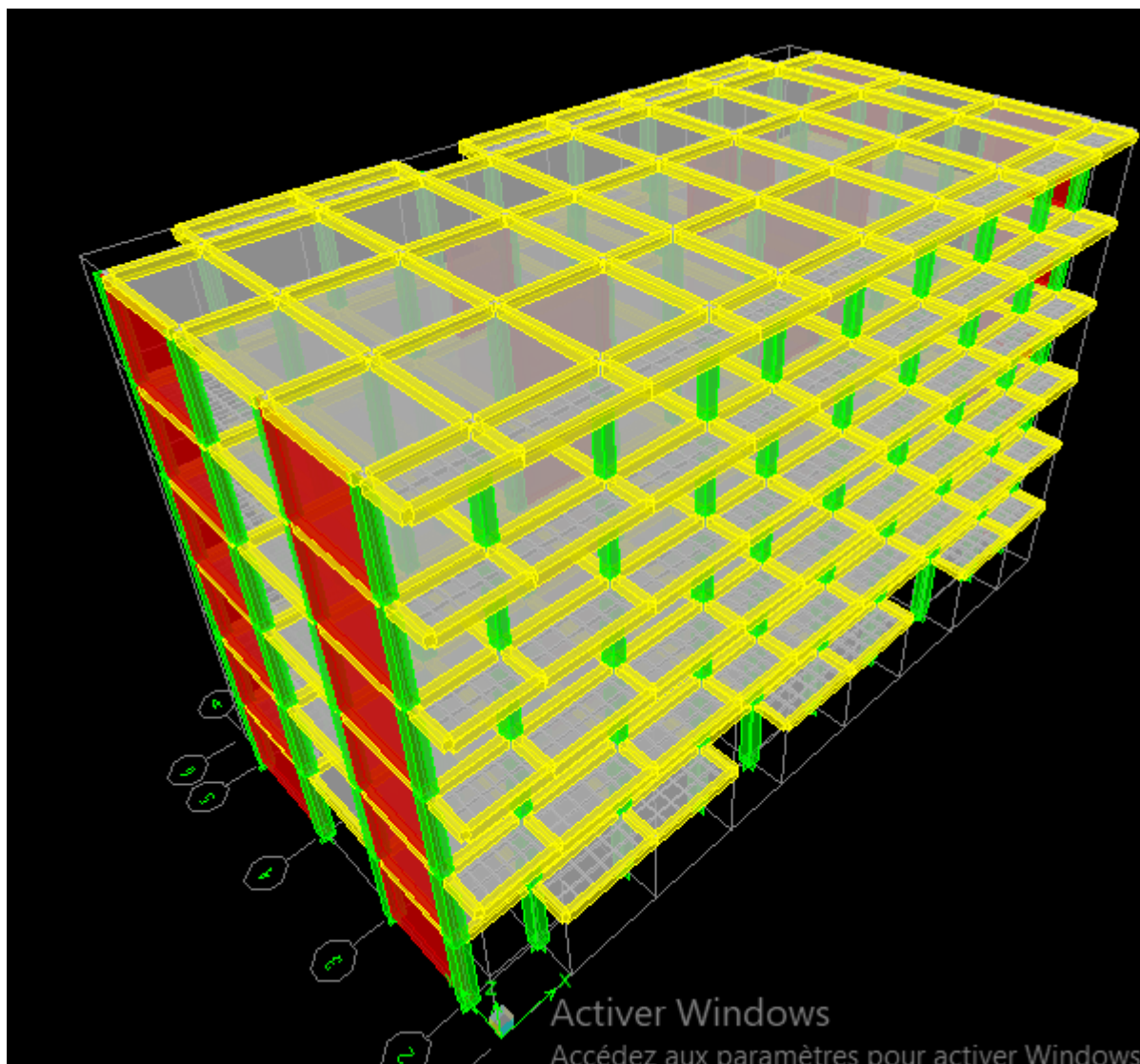


Figure IV.55 : Vue en 3D de la structure

Vérification RPA**Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigeant la satisfaction des conditions suivantes :

V-1-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

Le pourcentage de la masse participante

Justification de l'interaction voiles portiques

Vérification de l'effort tranchant à la base

Vérification des déplacements relatif

Vérification de l'effet P-delta

Vérification de l'effort normal réduit

Vérifications de la stabilité au renversement

a) Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31, formule 4.6.

La période empirique :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par **le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

D : est la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré. Dans notre cas $D_x = 28.25$ m et $D_y = 14.65$ m

Donc :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (18.36)^{\frac{3}{4}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{28.25}} = 0.31 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{14.65}} = 0.43 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.44; 0.31; 0.43)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.31 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times 0.31 = 0.40 \text{ s}$$

T_{maj} : la période majorée

Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Remarque :

La période de calculée dépasse la période empirique majorée de 30%. De ce fait un redimensionnement des sections transversales a été effectué pour rigidifier la structure .Plusieurs essais ont été effectué ,les nouvelle dimensions transversales des éléments (viols et poteaux) sont :

Epaisseur des viols 20cm.

Section transversale des poteaux :

RDC et 1^{er} étage :45×45 (cm)

2^{ème} étage et 3^{ème} :40×40 (cm)

4^{ème} étage et 5^{ème} :35×35 (cm)

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci- après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information** →

Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 : **T = 0.39 s** (voir tableau V.1)

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est inférieure de celle empirique (majorée). Donc : La période est vérifiée.

b) Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003 [2], 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 à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

| Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY | Rz |
|------|----------|---------|---------|---------|----------|---------|
| 1 | 0.390737 | 0.0318 | 68.8474 | 0.0318 | 68.8474 | 0.0037 |
| 2 | 0.380262 | 70.2394 | 0.0325 | 70.2712 | 68.8799 | 0.3129 |
| 3 | 0.273093 | 0.2848 | 0.0028 | 70.5559 | 68.8827 | 68.3902 |
| 4 | 0.090202 | 19.3751 | 0.0003 | 89.9310 | 68.8831 | 0.0629 |
| 5 | 0.084752 | 0.0003 | 21.1570 | 89.9314 | 90.0401 | 0.0003 |
| 6 | 0.058734 | 0.0901 | 0.0002 | 90.0214 | 90.0403 | 21.3535 |
| 7 | 0.040386 | 6.0210 | 0.0000 | 96.0424 | 60.0403 | 0.0154 |
| 8 | 0.037559 | 0.0000 | 6.2793 | 96.0424 | 96.3196 | 0.0002 |
| 9 | 0.026061 | 0.1675 | 0.0000 | 96.2100 | 96.3196 | 6.0576 |
| 10 | 0.025256 | 2.3416 | 0.0000 | 98.5516 | 96.31.96 | 0.2166 |
| 11 | 0.023770 | 0.0000 | 2.4355 | 98.5516 | 98.7551 | 0.0000 |
| 12 | 0.019034 | 1.1008 | 0.0000 | 99.6524 | 98.7551 | 0.0002 |

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

c) Justification du système de contreventement :

Cette étape a pour but de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont déterminés à l'aide du logiciel ETABS en choisissant les combinaisons de charges appropriées. Par la suite, le coefficient de comportement R est attribué selon les catégories du Tableau 4.3 du RPA 99.

On peut extraire les résultats à partir d'ETABS en suivant les étapes suivantes, on clique sur :

Charges verticale :

-Selon le sens Z-Z :

➤ Display → Deformed shape → W → Draw → Draw section cut (dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point

End Point

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|---|---|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="6.0881"/> | <input type="text" value="17.0122"/> | <input type="text" value="-19466.149"/> |
| Moment | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="-107991.19"/> | <input type="text" value="18976.5534"/> | <input type="text" value="-295.6352"/> |

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprennez par les voiles uniquement

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point

End Point

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|---|--|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="2.0667"/> | <input type="text" value="-21.0022"/> | <input type="text" value="-4755.777"/> |
| Moment | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="-25218.604"/> | <input type="text" value="14871.4637"/> | <input type="text" value="-241.7844"/> |

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableau suivants :

| Story Z-Z | Fz totale | Pourcentage % | Fz voile | Pourcentage% |
|-----------|-----------|---------------|----------|--------------|
| RDC | 19466.149 | 100 | 4755.777 | 24.43 |

Tableau V.2 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

On adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs).

Remarque :

Le dimensionnement des éléments de la structure a été finalisé après la vérification de la période. Les dimensions des poteaux et des voiles ont été donc modifiés. Or, il se trouve que le système de contreventement imposé (par la répartition des charges verticales) est « Voiles porteurs », qui implique que les poteaux sont exclus du contreventement. Le fait, d'augmenter la section des poteaux n'est pas judicieux.

Toutefois, pour le calcul théorique de structure, on gardera ce dimensionnement.

-Charges horizontal :

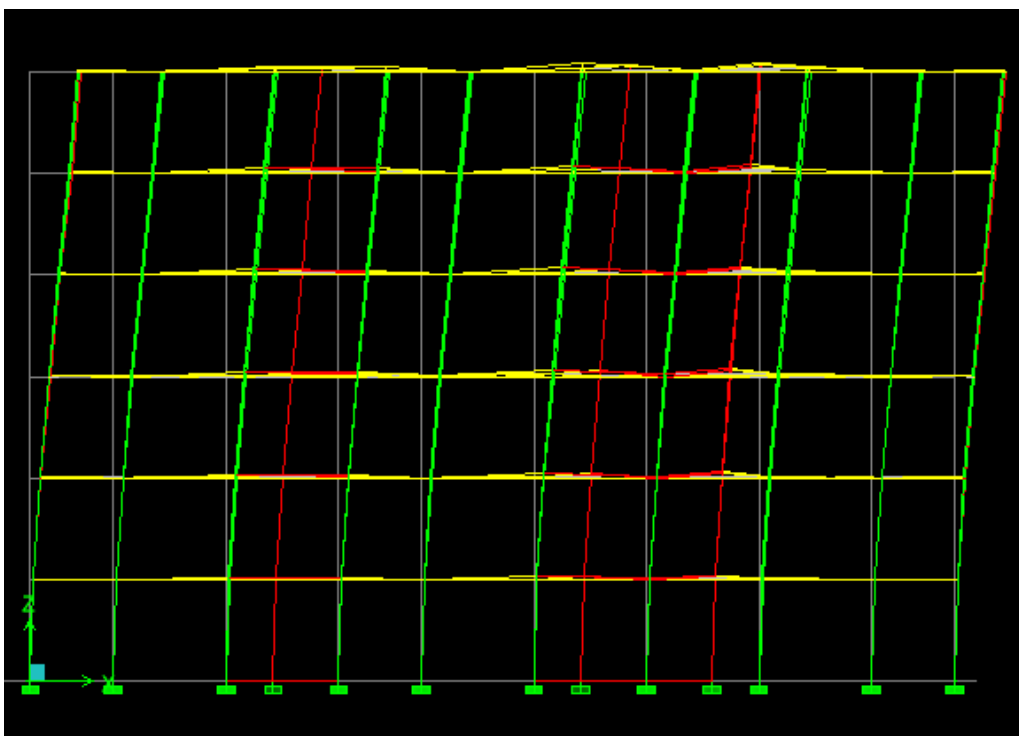
➤ **View** → **Set 3D view** → **xz** (Plan : 270° , Elevation : 0° , Aperture : 0°) → OK

-Selon le sens X-X :

➤ **Display** → **Deformed shape** → **Ex Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on changent la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts

horizontaux dans chaque étages



Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y |
|-------------|---------|---|
| Start Point | -2.0576 | 0 |
| End Point | 30.7374 | 0 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|---------|--------|----|-------|
| | 14.3399 | 1.6453 | 0. | 0 |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----|----|-----------|------------|------------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 0. | 0. | 0. | 2275.4497 | 17.1412 | 9.738E-04 |
| Moment | 0. | 0. | 0. | 238.606 | 29916.5846 | 16026.1299 |

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts horizontaux reprenés par les voiles uniquement.

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y |
|-------------|---------|---|
| Start Point | -2.0576 | 0 |
| End Point | 30.7374 | 0 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|---------|--------|----|-------|
| | 14.3399 | 1.6453 | 0. | 0 |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----|----|-----------|-----------|------------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 0. | 0. | 0. | 2037.1703 | 15.8891 | 95.6918 |
| Moment | 0. | 0. | 0. | 732.1686 | 21742.186 | 14468.7183 |

Close Refresh

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableau suivants :

Sens X-X :

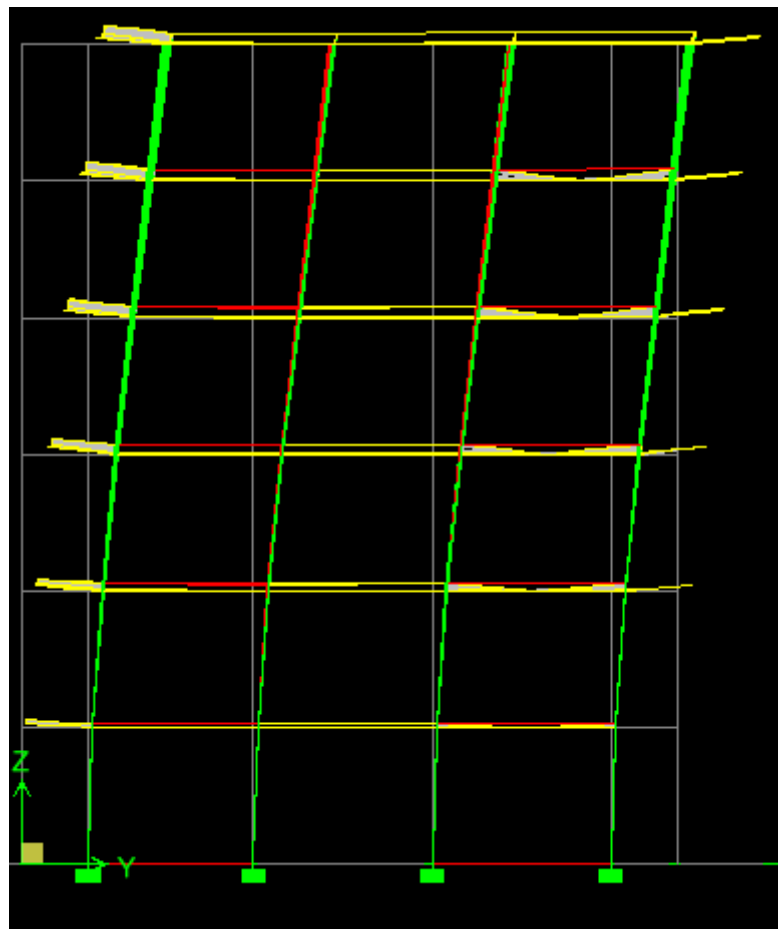
| Story X-X | Fx totale | Pourcentage % | Fx voiles | Pourcentage % |
|-----------|-----------|---------------|-----------|---------------|
| RDC | 2275.4497 | 100% | 2037.1703 | 89.52 |
| ETG1 | 2181.1644 | 100% | 1839.188 | 84.32 |
| ETG2 | 1977.3907 | 100% | 1640.7996 | 82.98 |
| ETG3 | 1682.9466 | 100% | 1266.2188 | 75.24 |
| ETG4 | 1288.2031 | 100% | 999.3675 | 77.58 |
| ETG5 | 749.0498 | 100% | 422.9006 | 56.46 |

Tableau V.3: Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

Selon le sens Y-Y :

➤ **Display** → **Deformed shape** → **Ey Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on changeant la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages (**les résultats s'affiche dans la case 2**).



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | | | |
|-------------|---------|---|--|
| | X | Y | |
| Start Point | 0 | 0 | |
| End Point | 18.7102 | 0 | |

Resultant Force Location and Angle

| | | | | |
|--|--------|--------|----|-------|
| | X | Y | Z | Angle |
| | 8.1656 | 1.1813 | 0. | 0. |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----|----|-----------|-----------|------------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 0. | 0. | 0. | 18.3507 | 2403.6819 | 0.1134 |
| Moment | 0. | 0. | 0. | 31847.321 | 257.0594 | 18555.1818 |

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | | | |
|-------------|---------|---|--|
| | X | Y | |
| Start Point | 0 | 0 | |
| End Point | 18.7102 | 0 | |

Resultant Force Location and Angle

| | | | | |
|--|--------|--------|----|-------|
| | X | Y | Z | Angle |
| | 8.1656 | 1.1813 | 0. | 0. |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----|----|------------|-----------|------------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 0. | 0. | 0. | 17.77 | 2215.1997 | 49.6639 |
| Moment | 0. | 0. | 0. | 13087.7375 | 357.1714 | 17253.9106 |

Close Refresh

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableau suivants :

Sens Y-Y :

| Story Y-Y | Fy totale | Pourcentage % | Fy voiles | Pourcentage % |
|-----------|-----------|---------------|-----------|---------------|
| RDC | 2403.6819 | 100% | 2215.1997 | 92.16 |
| ETG1 | 2304.6455 | 100% | 2109.7853 | 91.54 |
| ETG2 | 2093.6826 | 100% | 1901.8786 | 90.84 |
| ETG3 | 1788.987 | 100% | 1547.8544 | 86.52 |
| ETG4 | 1377.6238 | 100% | 1207.6603 | 87.66 |
| ETG5 | 805.8934 | 100% | 590.0226 | 73.21 |

Tableau V.4: Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.

Remarque :

Le système de contreventements adopté élément (voiles porteurs) c'est à dire que les voiles de contreventements vont reprendre toutes les charges horizontales (100%).

Or les voiles de la structure étudiée reprennent uniquement 92.16% et 89.52% (selon y et x, respectivement). Il ya lieu d'augmenter la charge sismique (en augmente l'accélération g) jusqu'à obtenir la charge reprise par les voiles égale à la charge totale appliquée sur la structure initiale.

Exemple :

- structure initiale ($g = 10m/s^2$) : charge totale = 2275.4497

Charge sur les voiles = 2037.1703

-Structure fictive ($g = 11.15$) : charge totale = 2537.1264

Charge sur le voile = 2271.445 \approx 2275.4457 (voir structure initiale)

Sens X-X:

| Story X-X | Fx totale | | Fx voiles | |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | g=10 | g=11.15 | g=10 | g=11.15 |
| RDC | 2275.4497 | 2537.1264 | 2037.1703 | 2271.4449 |
| ETG1 | 2181.1644 | 2431.9983 | 1839.188 | 2050.6946 |
| ETG2 | 1977.3907 | 2204.7907 | 1640.7996 | 1829.4916 |
| ETG3 | 1682.9466 | 1876.4868 | 1266.2188 | 1411.8359 |
| ETG4 | 1288.2031 | 1436.3464 | 999.3675 | 1114.2957 |
| ETG5 | 749.0498 | 835.1905 | 422.9006 | 471.5341 |

Tableau V.5: tableau récapitulatif selon X-X

Sens Y-Y :

| tory Y-Y | Fy totale | | Fy voiles | |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | g=10 | G=10.85 | g=10 | g=10.85 |
| RDC | 2403.6819 | 2607.9949 | 2215.1997 | 2403.4916 |
| ETG1 | 2304.6455 | 2500.5404 | 2109.7853 | 2289.117 |
| ETG2 | 2093.6826 | 2271.6457 | 1901.8786 | 2063.5383 |
| ETG3 | 1788.987 | 1941.0509 | 1547.8544 | 1679.422 |
| ETG4 | 1377.6238 | 1494.7219 | 1207.6603 | 1310.3114 |
| ETG5 | 805.8934 | 874.3944 | 590.0226 | 640.1745 |

Tableau V.6: tableau récapitulatif selon Y-Y.

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**
(Formule 4.1, RPA 99)

Détermination des paramètres :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

$$A = 0.15$$

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

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

T_2 : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

On a : site meuble S3

Donc : $T_2 = 0.5$ s

$$0 < T_{y_{ETABS}} = 0.39 < 0.5 ; \text{ qui donne : } D = 2.5\eta$$

$$0 < T_{x_{ETABS}} = 0.38 < 0.5$$

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003)

Nous avons un contreventement « voile porteur », donc on prend $\xi = 10$ %

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \quad 0 \leq T_{yETABS} \leq T_2$$

$$D_y = 1.91 \text{ s}$$

$$D = 2.5 (0.763) \quad 0 \leq T_{xETABS} \leq T_2$$

$$D_x = 1.91 \text{ s}$$

W : Le poids total de la structure

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$$\mathbf{W} = \mathbf{G} + \beta\mathbf{Q} \quad \text{avec } \beta = 0,2 \text{ pour un bâtiment d'habitation}$$

On clique sur :

➤ **Display** → **Show Table** → **Select Cases/ Combos (G et Q)** ou **W** → **OK** → **Building output** → **story sheares** → **OK**

On opte : $G = 21459.20 \text{ KN}$ et $Q = 4303.83 \text{ KN}$

$$W = 21459.20 + 0.2 \times 4303.83 \Rightarrow W = 22319.97 \text{ KN}$$

✓ Poids de la structure : $W_t = 22319.97 \text{ KN}$

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le **Tableau 4-3 du RPA99** ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,
 $R = 3.5$

✓ Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

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

| Critères | Valeur P_q | |
|--|--------------|----------|
| | P_{qx} | P_{qy} |
| 1- Condition minimale sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| 2- Redondance en plan | 0 | 0.05 |
| 3- Régularité en plan | 0.05 | 0.05 |
| 4- Régularité en élévation | 0.05 | 0.05 |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux | 0 | 0 |
| 6- Contrôle de qualité de l'exécution | 0.1 | 0.1 |

Tableau V.7 : critères du facteur de qualité.

On prend : $Q_x = 1.2$

On prend : $Q_y = 1.25$

✚ Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ **Méthode statique équivalente :**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \quad V_x = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.2}{3.5} (22\ 319.97)$$

$$V_x = 2192.46$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \quad V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{3.5} (22\ 319.97)$$

$$V_y = 2283.81$$

➤ **Méthode modale spectrale :**

Pour obtenir les efforts tranchet à partir de logiciel, on clique sur :

➤ **Display** → **Show Table** → **Building output. Story share** et on sélectionner **Ex** et **Ey** → **OK**.

$$\begin{cases} V_x = 2275.45\text{KN} \\ V_y = 2403.68\text{KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal

$$V_x = 2275.45\text{ KN} > 0.8 V = 1753.97\text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_y = 2403.68 \text{ KN} > 0.8 V = 1827.05 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification des déplacements relatif :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

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

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

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

Avec :

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

h_e : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** → **diplacement / diaphragm center of mass diplacement**

Pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (**Ex** ou **Ey**) Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_k=R\delta_{ek}$ | $\Delta x=\delta_k-\delta_{k-1}$ | 1%He | Conclusion |
|-------|-----------|------|---------------|-----|-------------------------|----------------------------------|--------|------------|
| TER | D6 | EX | 0.0073 | 3.5 | 0.0255 | 0.0052 | 0.0306 | cv |
| ET5 | D5 | EX | 0.0058 | 3.5 | 0.0203 | 0.0052 | 0.0306 | cv |
| ET4 | D4 | EX | 0.0043 | 3.5 | 0.0151 | 0.0053 | 0.0306 | cv |
| ET3 | D3 | EX | 0.0028 | 3.5 | 0.0098 | 0.0045 | 0.0306 | cv |
| ET2 | D2 | EX | 0.0015 | 3.5 | 0.0053 | 0.0035 | 0.0306 | cv |
| ET1 | D1 | EX | 0.0005 | 3.5 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0306 | cv |
| RDC | D1 | EX | 0 | 3.5 | 0 | 0 | 0.0306 | cv |

Tableau V.8: vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X

Sens Y-Y :

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_k=R\delta_{ek}$ | $\frac{\Delta x=\delta_k-\delta_{k-1}}{\delta_{k-1}}$ | 1%He | conclusion |
|-------|-----------|------|---------------|-----|-------------------------|---|--------|------------|
| TER | D6 | EY | 0.0083 | 3.5 | 0.0291 | 0.0063 | 0.0306 | cv |
| ET5 | D5 | EY | 0.0065 | 3.5 | 0.0228 | 0.0063 | 0.0306 | cv |
| ET4 | D4 | EY | 0.0047 | 3.5 | 0.0165 | 0.006 | 0.0306 | cv |
| ET3 | D3 | EY | 0.003 | 3.5 | 0.0105 | 0.0052 | 0.0306 | cv |
| ET2 | D2 | EY | 0.0015 | 3.5 | 0.0053 | 0.0035 | 0.0306 | cv |
| ET1 | D1 | EY | 0.0005 | 3.5 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0306 | cv |
| RDC | D1 | EY | 0 | 3.5 | 0 | 0 | 0.0306 | cv |

Tableau V.9: vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q).
- h_K : hauteur de l'étage « K »

| Story | PK(KN) | h_k | Sens X-X | | | Vérification | Sens Y-Y | | | Vérification |
|-------|----------|-------|------------|----------|------------|--------------------|------------|-----------|------------|--------------------|
| | | | Δ_k | $V_k(m)$ | θ_k | $\theta \leq 0.10$ | Δ_k | $V_k(m)$ | θ_k | $\theta \leq 0.10$ |
| TER | 2903.92 | 3.06 | 0.0052 | 749.05 | 0.00659 | c.v | 0.0063 | 805.89 | 0.00742 | c.v |
| ET5 | 3739.6 | 3.06 | 0.0052 | 749.05 | 0.00848 | c.v | 0.0063 | 805.89 | 0.00955 | c.v |
| ET4 | 7382.13 | 3.06 | 0.0053 | 1288.20 | 0.00993 | c.v | 0.006 | 1377.6238 | 0.01051 | c.v |
| ET3 | 11133.97 | 3.06 | 0.0045 | 1682.95 | 0.00973 | c.v | 0.0052 | 1788.99 | 0.01057 | c.v |
| ET2 | 14885.8 | 3.06 | 0.0035 | 1977.39 | 0.00861 | c.v | 0.0035 | 2093.69 | 0.00813 | c.v |
| ET1 | 18767.69 | 3.06 | 0.0018 | 2181.16 | 0.00506 | c.v | 0.0018 | 2304.65 | 0.00479 | c.v |
| RDC | 22319.97 | 3.06 | 0 | 2275.45 | 0 | c.v | 0 | 2403.68 | 0 | c.v |

Tableau V.10 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x et y-y

Conclusion :

l'effet de (P- Δ) sont tous vérifiées dans le sens x-x et y-y .

g) Vérification de l'effort normal réduit :

Les poteaux ne sont pas à vérifier sous la condition de l'effort normal réduit (**art-7.4.3.1**), car toutes les forces horizontales sont reprises par les voiles (contreventement par voiles porteurs).

h) Vérifications de la stabilité au renversement : (article 4.41)

D'après l'article « le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact base.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte le poids total de la construction,

Moment stabilisant $M_s = w \cdot v$; où W est le poids total de la structure et v la distance

entre son CDG et l'extrémité la plus proche du niveau considéré ($X_G = 14.125$ m et $Y_G = 6.025$ m)

H : la hauteur totale de la structure

 M_{ext} se reversement :

$$M_r = V((2/3)H)$$

$$M_{r_x} = V_x((2/3)H) = 2275.45 ((2/3)18.36) = 27851.51 \text{ KN. m}$$

$$M_{r_y} = V_y((2/3)H) = 2403.68((2/3)18.36) = 29421.04 \text{ KN. m}$$

Poids total de la structure « w » :

$$W_{total} = 22319.97 \text{ KN.}$$

Moment stabilisant :

$$M_s = w \cdot v;$$

$$M_{s_x} = w(x_G) = 22319.97 \times 14.125 = 315269.58 \text{ KN. m}$$

$$M_{s_y} = w(y_G) = 22319.97 \times 6.025 = 134477.82 \text{ KN. m}$$

$$M_{r_x} = 27851.51 \text{ KN. m} < M_{s_x} = 315269.58 \text{ KN. m}$$

$$M_{r_y} = 29421.04 \text{ KN.m} < M_{s_y} = 134477.82 \text{ KN. m}$$

$M_r < M_s$ (condition vérifiée)

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

Remarque : Le

VI. 1. Ferraillage des poteaux :

Remarque : Le développement de ce chapitre est axé sur le portique B , c-à-d, nous avons pris le portique B comme exemple de calcul.

Le ferraillage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

| Situation | γ_b | γ_s | Θ | F_{c28} | f_{bu} | F_e (MPa) | σ_s (MPa) |
|--------------|------------|------------|----------|-----------|----------|-------------|------------------|
| Durable | 1.5 | 1.15 | 1 | 25 | 14.2 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 1 | 0.85 | 25 | 21.74 | 400 | 400 |

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

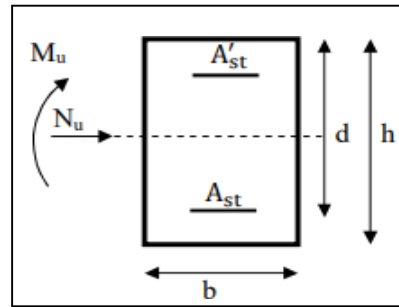


Figure VI.1.1: schéma de ferraillage

Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

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

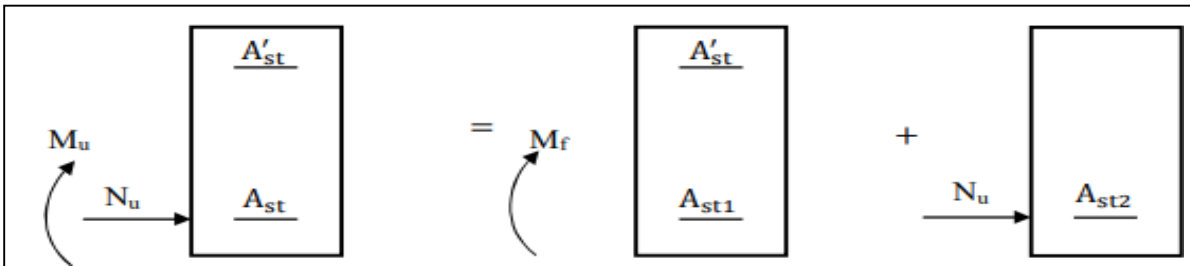


Figure VI.1.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

1. **Section entièrement comprimée (SEC)** : La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > 0.337 \left[-0.81 \frac{c}{h} \right] bh^2 f_{bc}$$

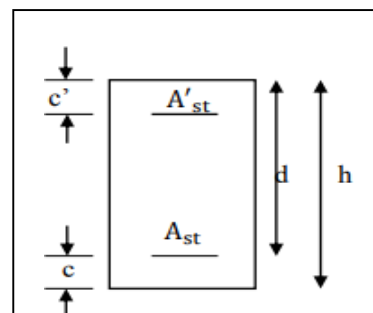


Figure VI.1.3 : Schéma de ferraillage.

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$AS_i = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}} \quad AS_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - AS_i$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite

de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC + 1^{er} étage : (poteaux 45×45)

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} étage (poteaux 40×40)

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage : (poteaux 35×35)

➤ **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

| | Sollicitation | Effort normal (KN) | Moment (KN.m) | es (m) | A _{CNF} (cm ²) |
|-----------------|-------------------|--------------------|---------------|--------|-------------------------------------|
| ZONE I | N _{max} | -581.13 | -0.077 | 0.0001 | 5.35 |
| | N _{min} | -396.37 | 5.227 | 0.013 | 5.35 |
| | M _{3max} | -486.07 | -6.948 | 0.014 | 5.35 |
| | M _{2max} | -457.71 | -10.235 | 0.022 | 5.35 |
| ZONE II | N _{max} | -382.31 | 5.256 | 0.014 | 4.16 |
| | N _{min} | -229.18 | 8.522 | 0.037 | 4.16 |
| | M _{3max} | -240.22 | -9.152 | 0.038 | 4.16 |
| | M _{2max} | -284.26 | 5.282 | 0.019 | 4.16 |
| ZONE III | N _{max} | -187.73 | -6.098 | 0.032 | 3.12 |
| | N _{min} | -72.47 | -12.112 | 0.167 | 3.12 |
| | M _{3max} | -72.47 | 12.112 | 0.167 | 3.12 |
| | M _{2max} | -87.46 | -7.957 | 0.090 | 3.12 |

Tableau VI-1.2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS

Pour la détermination du ferraillage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « **SOCOTEC** »

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.45m$; $h=0.45m$; $c=0.05m$

Les sollicitations : $N_{min} = -799.5 KN$ $M = -0.088KN.m$

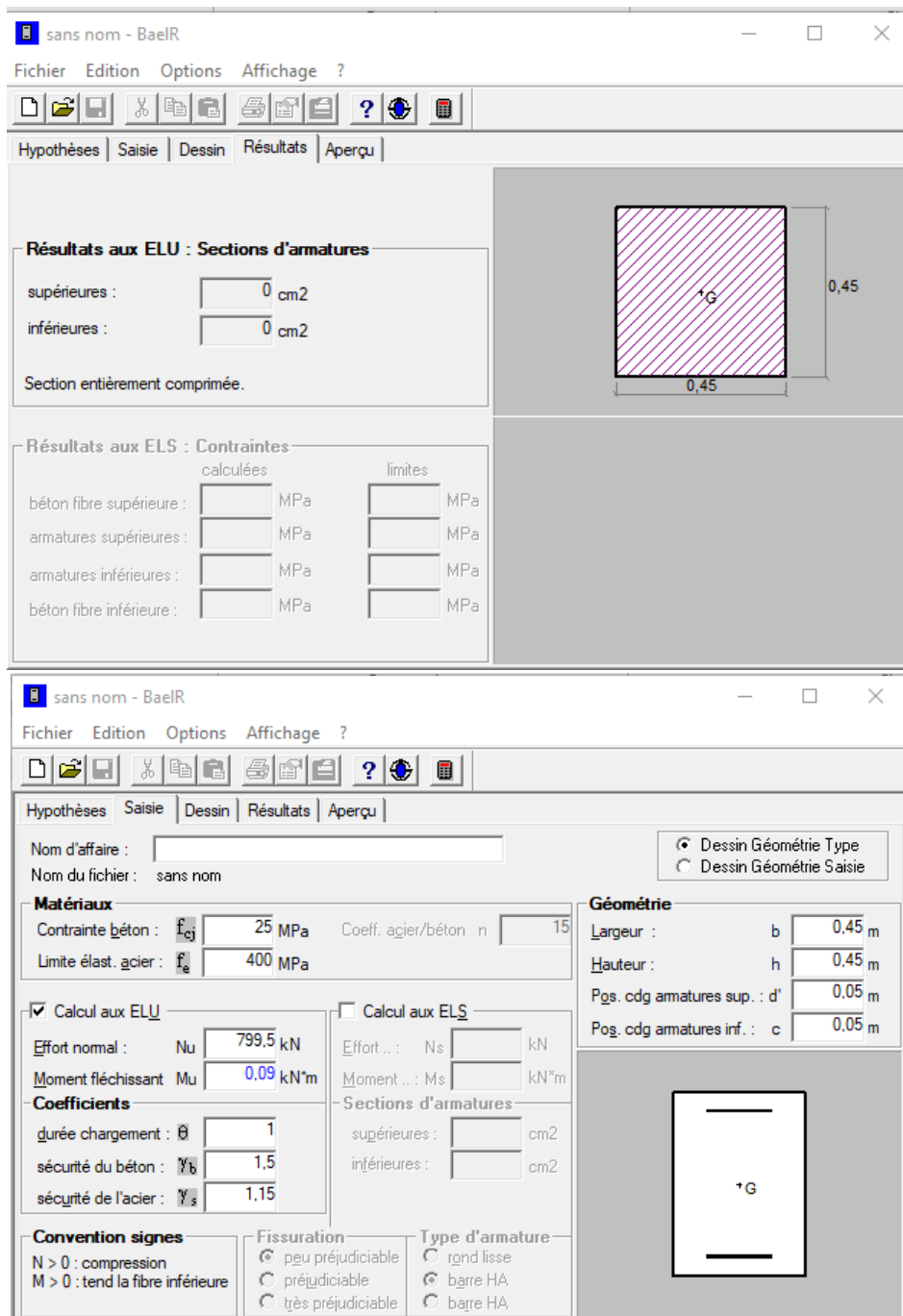


Figure VI.1.4 : affichage des résultats de Socotec.

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

Chapitre VI :

Ferrailage des éléments

| | Sollicitation | Combinaison | Effort normal (KN) | Moment (KN.m) | Nature | A _{sup} (cm ²) | A _{inf} (cm ²) | A _{CNF} (cm ²) | Choix A (cm ²) A _{adopté} | |
|----------|---------------|-------------|--------------------|---------------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|------|
| ZONE I | Nmax | ELU | -799.5 | 0.052 | SEC | 0 | 0 | 5.35 | 3HA16 | 6.03 |
| | | | | -0.088 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | Nmin | ELU | -547.59 | -2.134 | SEC | 0 | 0 | 5.35 | | |
| | | | | 7.281 | SEC | 0 | 0 | | | |
| M3max | ELU | -672.15 | -9.699 | SEC | 0 | 0 | 5.35 | | | |
| M2max | ELU | -631.83 | -14.195 | SEC | 0 | 0 | | | | |
| ZONE II | Nmax | ELU | -528.68 | 7.469 | SEC | 0 | 0 | 4.16 | 3HA14 | 4.62 |
| | | | | -6.323 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | Nmin | ELU | -316.58 | 0.142 | SEC | 0 | 0 | 4.16 | | |
| | | | | 11.86 | SEC | 0 | 0 | | | |
| M3max | ELU | -331.48 | -12.737 | SEC | 0 | 0 | 4.16 | | | |
| M2max | ELU | -393.03 | 7.551 | SEC | 0 | 0 | | | | |
| ZONE III | Nmax | ELU | -259.47 | 5.264 | SEC | 0 | 0 | 3.12 | 3HA12 | 3.39 |
| | | | | -8.477 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | Nmin | ELU | -99.87 | -1.363 | SEC | 0 | 0 | 3.12 | | |
| | | | | 16.855 | SPC | 0 | 0.04 | | | |
| M3max | ELU | -99.87 | 16.855 | SPC | 0 | 0.04 | 3.12 | | | |
| M2max | ELU | -120.95 | -11.397 | SEC | 0 | 0 | | | | |

Tableau VI-1.3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau du portique B.

Vérification Armatures transversales : elles n'ont aucun rôle de résistance, le rôle principal c'est d'empêcher le flambement des armatures longitudinales

Pour poteaux :(45x45)

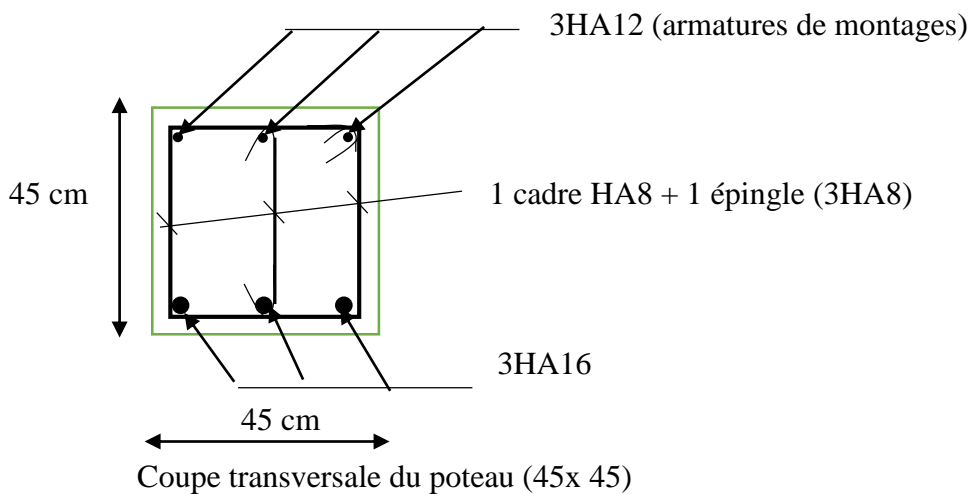
$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} = 0.533 \text{ cm}$$

$$A_t = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espace entre deux cadres : esp = Min (40 cm ; a+10 cm ; 15(\varnothing_{\min}))

$$\text{esp} = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 45+10 \text{ cm} ; 15(1.6)) = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

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



Pour poteaux :(40x40)

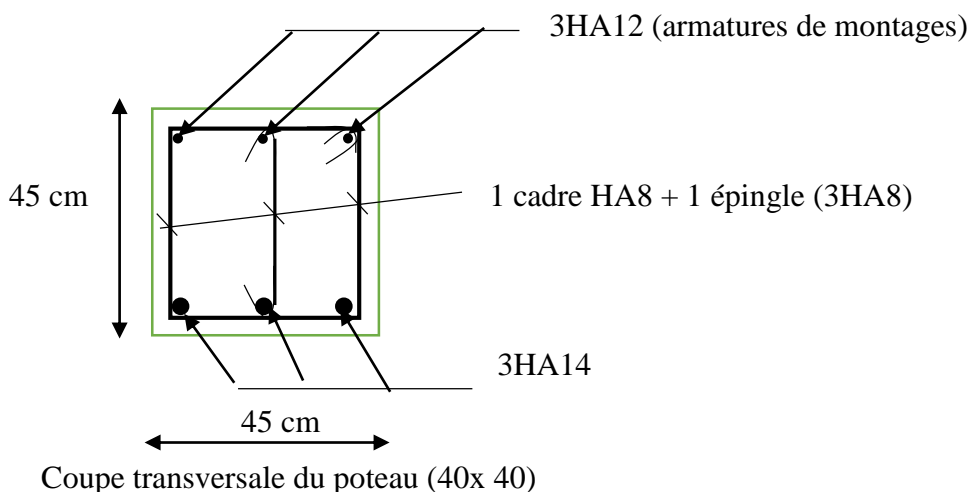
$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} = 0.466 \text{ cm}$$

$$A_t = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espace entre deux cadres : esp = Min (40 cm ; a+10 cm ; 15(\varnothing_{\min}))

$$\text{esp} = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 40+10 \text{ cm} ; 15(1.4)) = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$$

$$\text{esp} = 20 \text{ cm.}$$



Pour poteaux :(35x35)

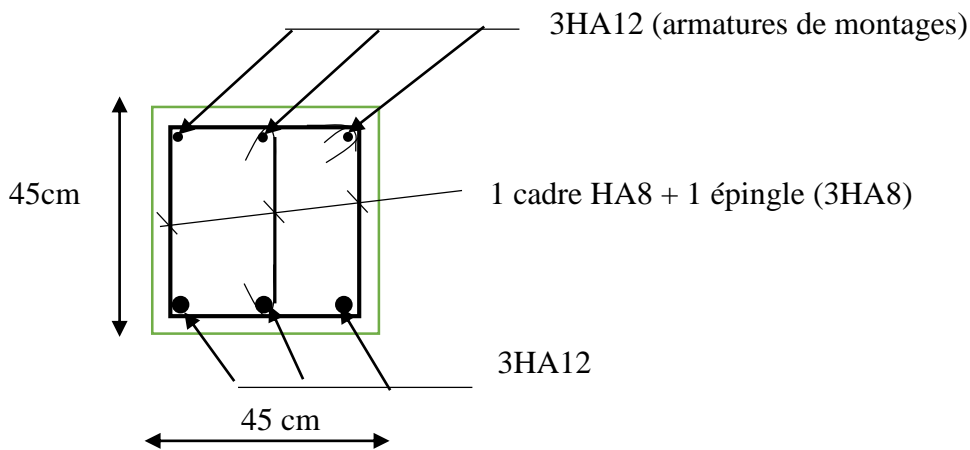
$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} = 0.4 \text{ cm}$$

$$A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espace entre deux cadres : esp = Min (40 cm ; a+10 cm ; 15(\varnothing_{\min}))

$$\text{esp} = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 35+10 \text{ cm} ; 15 (1.2)) = \text{Min} (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

$$\text{esp} = 18 \text{ cm.}$$



Coupe transversale du poteau (35x 35)

– vérification à l'ELS :

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- Contrainte limite du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VI :

Ferrailage des éléments

| Niveau | Poteaux | Effort Normal (KN) | Moment | État des contraintes | σ_s béton | σ_i béton | σ^{ad} béton | σ_s acier | σ_i acier | σ^{ad} Acier | Observation |
|-------------------|-------------------|--------------------|---------|----------------------|------------------|------------------|---------------------|------------------|------------------|---------------------|-------------|
| ZONE I | N _{max} | -581.13 | 0.059 | SEC | 2.64 | 2.63 | 15 | 39.6 | 39.5 | 348 | CV |
| | | | -0.077 | SEC | 2.63 | 2.64 | 15 | 39.5 | 39.6 | 348 | CV |
| | N _{min} | -396.37 | -1.596 | SEC | 1.71 | 1.88 | 15 | 25.8 | 28.1 | 348 | CV |
| | | | 5.227 | SEC | 2.08 | 1.51 | 15 | 30.7 | 23.2 | 348 | CV |
| | M _{2max} | -457.71 | -10.235 | SEC | 1.51 | 2.64 | 15 | 23.8 | 38.4 | 348 | CV |
| M _{3max} | -486.07 | -6.948 | SEC | 1.82 | 2.58 | 15 | 28.1 | 38 | 348 | CV | |
| ZONE II | N _{max} | -382.31 | 5.256 | SEC | 2.61 | 1.78 | 15 | 38.3 | 27.7 | 348 | CV |
| | | | -4.548 | SEC | 1.84 | 2.56 | 15 | 28.4 | 37.6 | 348 | CV |
| | N _{min} | -229.18 | 0.025 | SEC | 1.32 | 1.32 | 15 | 19.8 | 19.7 | 348 | CV |
| | | | 8.522 | SEC | 1.99 | 0.65 | 15 | 28.3 | 11.2 | 348 | CV |
| | M _{2max} | -284.26 | 5.282 | SEC | 2.05 | 1.22 | 15 | 29.8 | 19.2 | 348 | CV |
| M _{3max} | -240.22 | -9.152 | SEC | 0.66 | 2.1 | 15 | 11.5 | 29.9 | 348 | CV | |
| ZONE III | N _{max} | -187.73 | 3.683 | SEC | 1.86 | 0.97 | 15 | 26.7 | 15.8 | 348 | CV |
| | | | -6.098 | SEC | 0.69 | 2.14 | 15 | 12.2 | 30.3 | 348 | CV |
| | N _{min} | -72.47 | -1.253 | SEC | 0.4 | 0.7 | 15 | 6.33 | 10.1 | 348 | CV |
| | | | 12.112 | SPC | 2.54 | 0 | 15 | 31.2 | -35.4 | 348 | CV |
| | M _{2max} | -87.46 | -7.957 | SEC | 0 | 1.67 | 15 | -3.75 | 22.3 | 348 | CV |
| M _{3max} | -72.47 | 12.112 | SPC | 2.54 | 0 | 15 | 31.2 | -35.4 | 348 | CV | |

Tableau VI-1.4 : Vérification des contraintes

VI.2- ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q

✚ Calcul du ferraillage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :

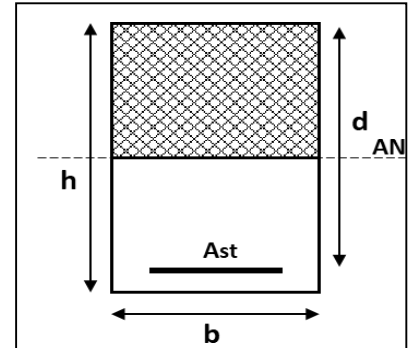


Figure VI.2.1 : Section simplement armée

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_1 = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_1 : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures comprimées :
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

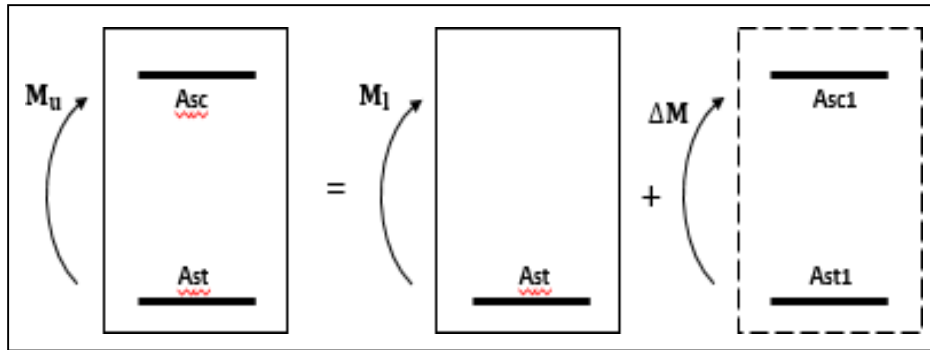


Figure VI.2.2: Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

✚ **Ferraillage des poutres principales**
poutres principales « portique B »

Ferraillage en travée

$$M_t = 20.241 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.241 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.241 \times 10^2}{0.959 \times 27 \left(\frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-1}} = 2.25$$

cm²

$$A_{\text{adopté}} : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

$$M_a = -30.963 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{30.963 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.120$$

$$\mu = 0.120 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.120 \rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30.963 \times 10^2}{0.936 \times 27 \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^{-1}} = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} : 2HA12+1HA14 = \text{cm}^2$$

| Poutres principale | | Combinaison | Mmax (KN.m) | A _{st} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) | Ferraillage | A _{CNF} (cm ²) |
|--------------------|-----------|-------------|-------------|------------------------------------|--|-------------|-------------------------------------|
| P.P | Appuis | ELU | -30.963 | 3.52 | 4.62 | 3HA14 | 0.82 |
| | En travée | ELU | 20.241 | 2.25 | 3.39 | 3HA12 | 0.82 |

Tableau VI-2.1: Ferraillage des poutres principales a l'ELU.

✚ Ferraillage des poutres secondaires

Poutres secondaires « portique 2 » :

Ferraillage en travée

$$M_t = 7.308 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_b u} = \frac{7.308 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.308 \times 10^2}{0.986 \times 27 \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^{-1}} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} : 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

$$M_a = -14.146 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_b u} = \frac{14.146 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simple armé)}$$

$$\mu = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.146 \times 10^2}{0.972 \times 27 \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^{-1}} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} : 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

| Poutres secondaires | | Combinaison | M _{max} (KN.m) | A _{st} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) | Ferraillage | A _{CNF} (cm ²) |
|---------------------|-----------|-------------|----------------------------|------------------------------------|--|-------------|--|
| P.S | Appuis | ELU | -14.146 | 1.54 | 2.36 | 3HA10 | 0.82 |
| | En travée | ELU | 7.308 | 0.79 | 2.36 | 3HA10 | 0.82 |

Tableau VI-2.2: Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU

Vérifications à l'ELU :

✚ Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

| Poutre | Tu max ELU | Tu max ELS | τ _b (Mpa) | τ̄ _b MPa | Observation |
|--------|---------------|---------------|----------------------|---------------------|-------------|
| P.P | -55.25 | -19.45 | 0.82 | 3.33 | CV |
| P.S | -21.29 | -18.36 | 0.32 | 3.33 | CV |

Tableau VI-2.3 : Vérification au cisaillement.

✚ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (25×30) : $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

| Poutre | T_u^{\max} (KN) | \bar{T}_u (KN) | Observation |
|--------|-------------------|------------------|-------------|
| P.P | -55.25 | 405 | CV |
| P.S | -21.29 | 405 | CV |

Tableau VI-2.4 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

▪ Poutres principales

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) = 113.04$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1} = \frac{55.25 \times 10^3}{0.9(270) \times 113.04} = 2.01 \text{ MPa}$$

▪ Poutres secondaires

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 10) = 94.2$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1} = \frac{21.29 \times 10^3}{0.9(270) \times 94.2} = 0.93 \text{ MPa}$$

| Poutre | $T_u \text{ max}$ | τ_{se} (Mpa) | $\bar{\tau}_{se}$ MPa | Observation |
|--------|-------------------|-------------------|-----------------------|-------------|
| P.P | -55.25 | 2.01 | 3.15 | CV |
| P.S | -21.29 | 0.93 | 3.15 | CV |

Tableau VI.2.5: l'adhérence et l'entraînement des barres

✚ Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{10} : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{10} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

✚ Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)
Pour poutre principale (25x30):

$$\square_t = \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}, \quad \text{avec } f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa})$$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj}^* = \min(2.1 \text{ MPa}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} = \frac{53.1 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} = 0.787 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

\longrightarrow (condition vérifiée).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}\right) b = \frac{0.787 - 0.63}{0.9 \left(\frac{400}{1.15}\right)} (250) = 0.125$$

On a une expression à deux inconnues A_t et S_t . Il suffit de choisir une et de déduire l'autre.

On opte pour prendre l'espacement réglementaire (Art A.4.2.3/BAEL91).

$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9(25); 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$

Donc : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

Les autres espacements des armatures transversales sont déterminés par la série de CAQUOT

11-13-16-20-25-35...etc. Ces espacements sont exprimés en centimètres

$$A_t = 200 (0.125) = 25 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max (\tau u/2 ; 0.4 \text{ MPa}) = \max (0.33 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa})$$

$$\frac{25 \times 400}{250 \times 200} = 0.2 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

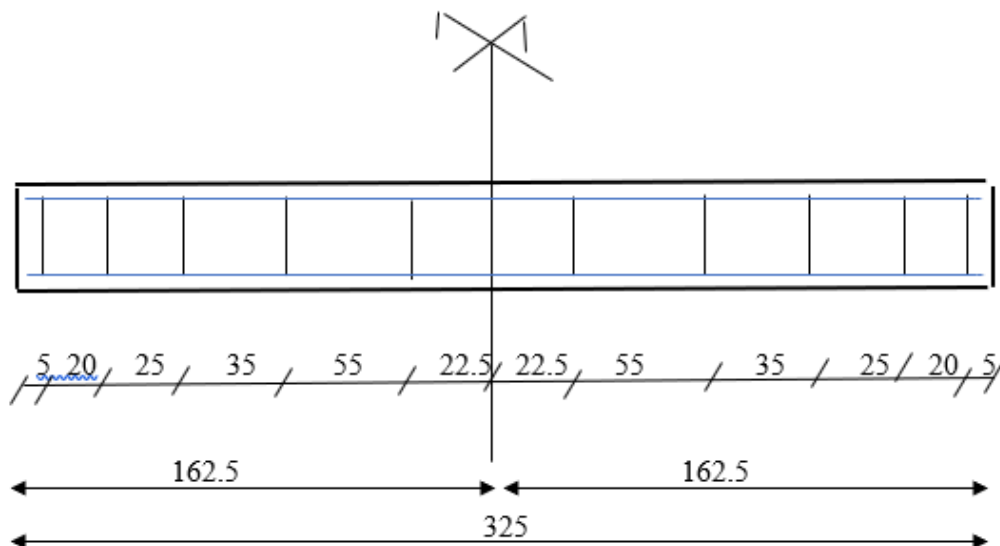
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad A_t = 0.4 (b S_t) / f_e = 0.4(250)(200)/400 = 50 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset t \leq \min \left[\emptyset l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$$

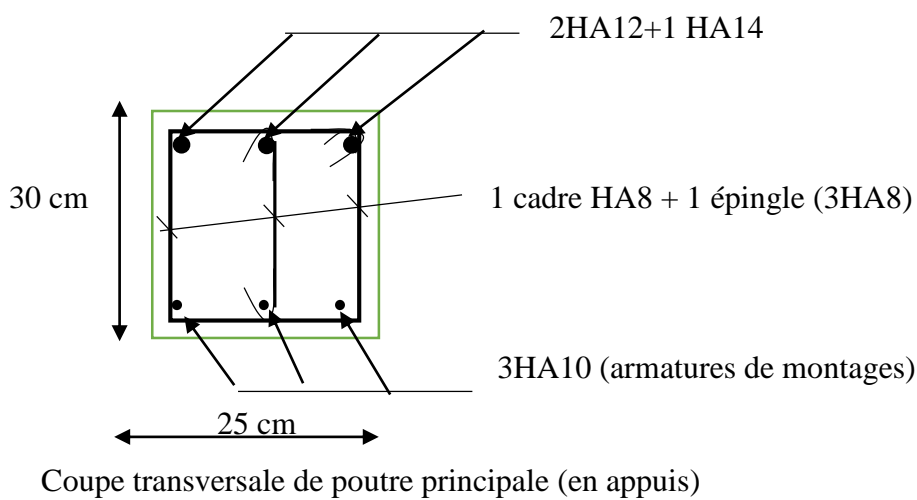
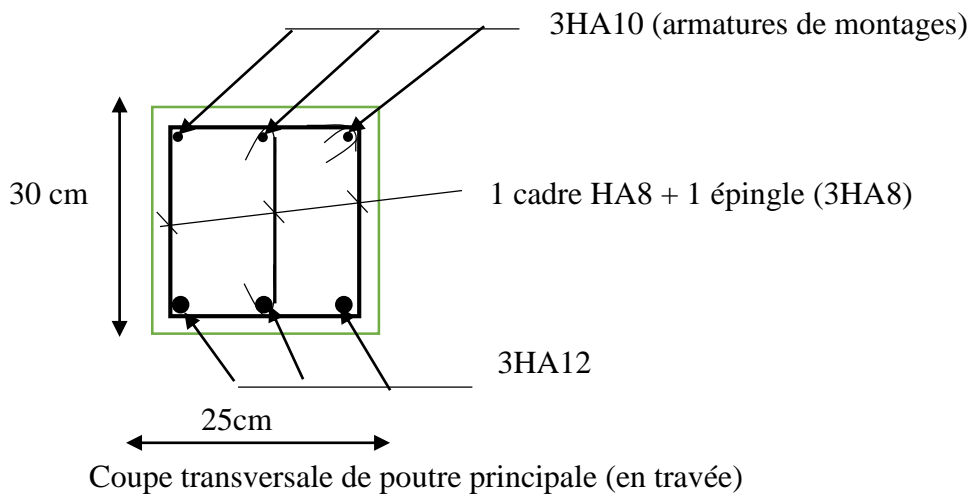
$$\emptyset t \leq \min [14 ; 8.57 \text{ mm} ; 25 \text{ mm}]$$

$$\emptyset t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un cadre HA8 + une épingle HA8, soit $A_s = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$



Disposition des armatures transversales (poutre principale B₂₋₃) suivant la série de Caquot



Pour poutre secondaire (25x30):

$$\sigma_t = \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}, \quad \text{avec } f_{tj}^* = \min (f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa})$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj}^* = \min (2.1 \text{ MPa} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} = \frac{14.15 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} = 0.210 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

→ (condition vérifiée).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \right) b = \frac{0.210 - 0.63}{0.9 \left(\frac{400}{1.15} \right)} (250) = -0.335$$

On a une expression à deux inconnues A_t et S_t . Il suffit de choisir une et de déduire l'autre.

On opte pour prendre l'espacement réglementaire (Art A.4.2.3/BAEL91).

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9(25) ; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Donc : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

Les autres espacements des armatures transversales sont déterminés par la série de CAQUOT

11-13-16-20-25-35...etc. Ces espacements sont exprimés en centimètres.

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max (\tau_u/2 ; 0.4 \text{ MPa}) = \max (0.33 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa})$$

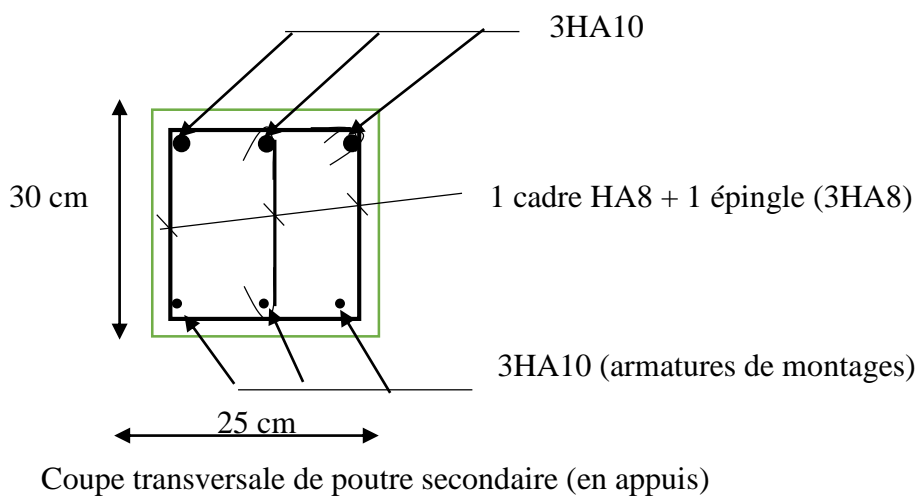
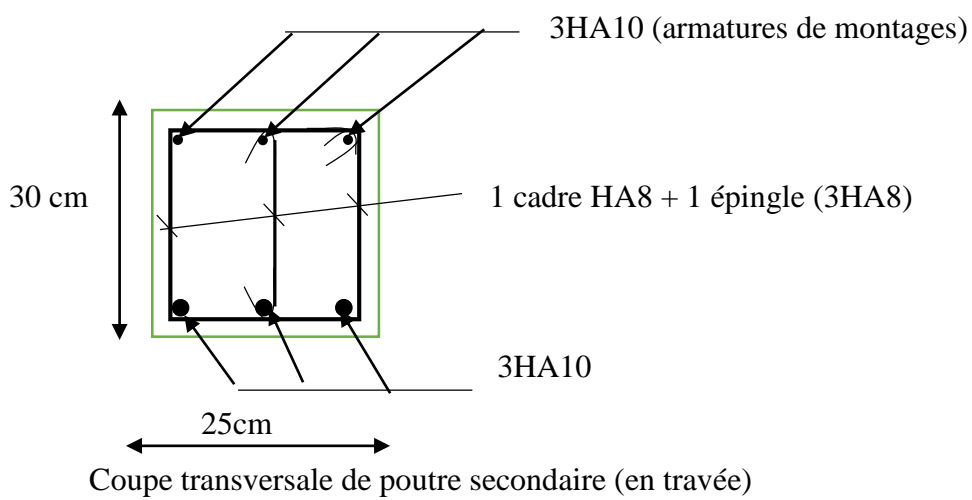
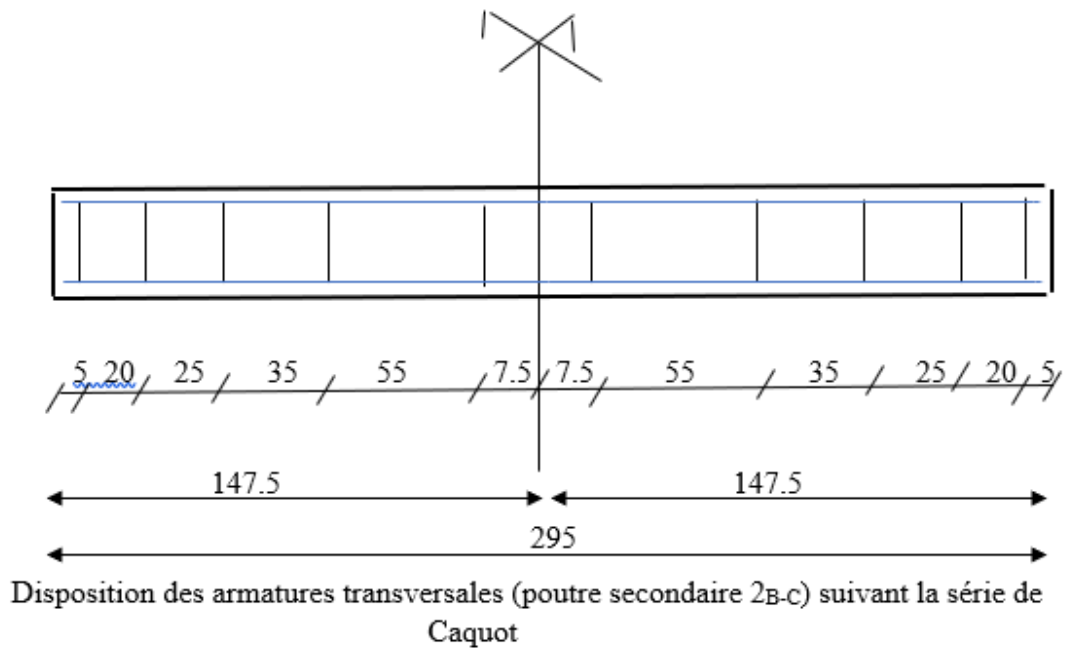
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad A_t = 0.4 (b S_t) / f_e = 0.4(250)(200)/400 = 50 \text{ mm}^2$$

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min [10; 8.57 \text{ mm}; 25\text{mm}]$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un cadre HA8 + une épingle HA8, soit $A_s = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$



Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

Poutres principales :

En travée ($M_t = 14.665 \text{ KN.m}$)

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \rho = \frac{100(3.39)}{25(27)} = 0.502$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.502 \rightarrow \beta_1 = 0.894 \rightarrow K_1 = 32.17$$

La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14.665 \times 10^3}{3.39 \times 0.894 \times 27} = 179.22 \text{ MPa.}$$

La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{179.22}{32.17} = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Au appui ($M_a = -22.415 \text{ KN.m}$) :

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \rho = \frac{100(4.62)}{25(27)} = 0.684$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.68 \rightarrow \beta_1 = 0.880 \rightarrow K_1 = 26.67$$

La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22.415 \times 10^3}{4.62 \times 0.880 \times 27} = 204.2 \text{ MPa.}$$

La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{204.2}{26.67} = 7.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.66 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

| Position | M _s (KN.m) | A (cm ²) | P | β | K | σ _{st} | σ _{bc} | σ _{bc} | σ _{st} | Obs |
|------------|--------------------------|-------------------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----|
| En travée | 14.665 | 3.39 | 0.502 | 0.894 | 32.17 | 179.22 | 5.57 | 15 | 348 | CV |
| Aux appuis | -22.415 | 4.62 | 0.684 | 0.880 | 26.67 | 204.2 | 7.66 | 15 | 348 | CV |

Tableau VI-2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales

Poutres secondaires :

En travée (Mt = 5.279 KN.m)

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \rho = \frac{100(2.36)}{25(27)} = 0.351$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.351 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.279 \times 10^3}{2.36 \times 0.908 \times 27} = 91.24 \text{ MPa.}$$

La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{91.24}{39.35} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \text{MPa } 2.32 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Au appui (Ma = -10.184 KN.m) :

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \rho = \frac{100(2.36)}{25(27)} = 0.351$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.351 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

La contrainte dans les aciers est : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10.184 \times 10^3}{2.36 \times 0.908 \times 27} = 176.02 \text{ MPa.}$$

La contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{176.02}{39.35} = 4.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \text{MPa } 4.47 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

| Position | M _s (KN.m) | A (cm ²) | ρ ₁ | β | K | σ _{st} | σ _{bc} | σ _{bc} | σ _{st} | Obs |
|------------|--------------------------|-------------------------|----------------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----|
| En travée | 5.279 | 2.36 | 0.351 | 0.908 | 39.35 | 91.24 | 2.32 | 15 | 348 | CV |
| Aux appuis | -10.184 | 2.36 | 0.351 | 0.908 | 39.35 | 176.02 | 4.47 | 15 | 348 | CV |

Tableau VI-2.7: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires

VI.3– Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions .

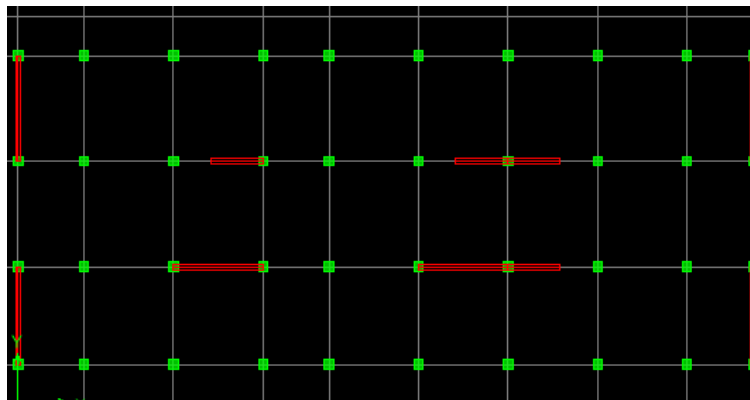


Figure VI.3.1: la disposition des voiles

❖ **Recommandation du RPA :**

Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0.15% B

En zone courante : 0.10% B_c

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e_p$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser L/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ **Calcul des armatures :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC). Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

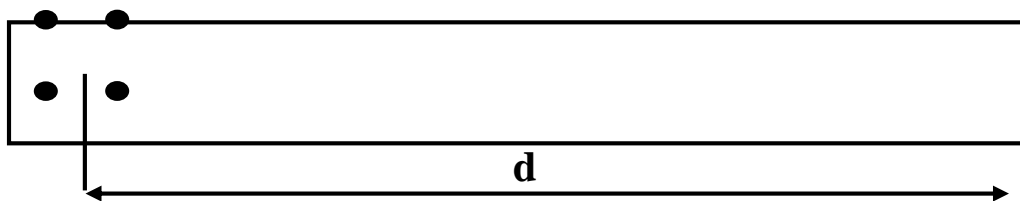
Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M}{N}$$

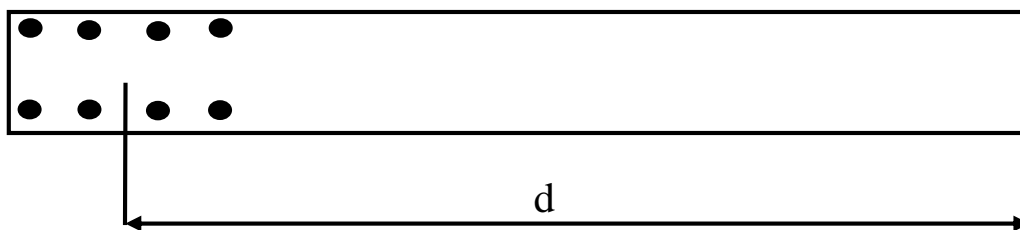
Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

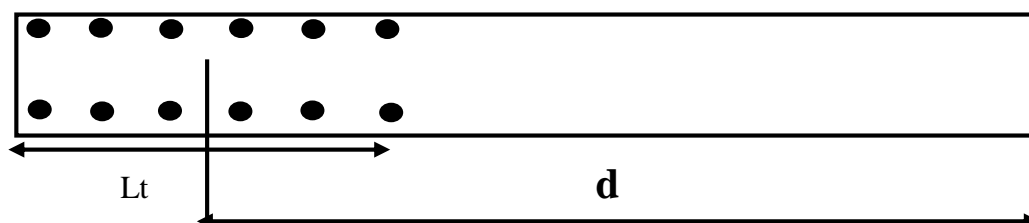
- ✚ **Cas 01 :** Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- ✚ **Cas 02 :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à L/10.



- ✚ **Cas 03 :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



a) Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC + 1^{er} étage.

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

a-1) Exemples de calcul :

$e_p = 20\text{cm}$; $l = 370\text{cm}$; $c = 5\text{cm}$

Cas 01 : $d = l - (5 \cdot 15/2) = 357.5\text{cm} = 3.58\text{m}$

$$M_{\text{cor}} = -203.975\text{KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = -1383.18\text{KN}$$

$$V_{\text{max}} = 36.84\text{ KN}$$

 **Vérification au cisaillement :**

Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}, \quad \text{Avec } \bar{V} = 1.4 v = 51.58\text{ KN}$$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h = 0.9(370) 333 cm

h : hauteur totale de la section brute

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{51.58(10^3)}{200(3330)} = 0.08\text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 (25) = 5\text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée

Exposé de la méthode de calcul :

1 - calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M}{N}$$

Avec: M: moment fléchissant

N: effort norma

$$e_u = \frac{203.975}{1383.18} = 0.147\text{m}$$

Détermination des diagrammes des contraintes:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V'$$

Avec: M: moment fléchissant

N: effort normal

M et N sont déterminés à partir du logiciel

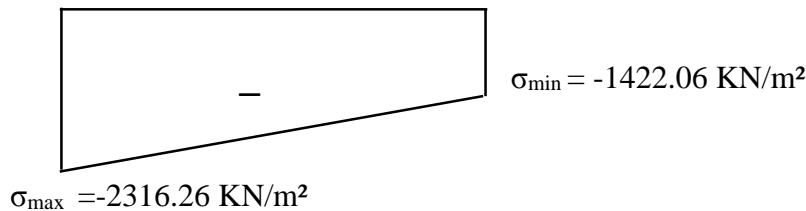
B: section du béton. ($E_p \times L_{\text{voile}}$) = $0.20 \times 3.7 = 0.740 \text{ m}^2$.

I: moment d'inertie du voile $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 3.7^3}{12} = 0.844 \text{ m}^4$

V et V': bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-1383.18}{0.740} + \frac{-203.975}{0.844} \times 1.85 = -2316.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V' = \frac{-1383.18}{0.740} - \frac{-203.975}{0.844} \times 1.85 = -1422.06 \text{ KN/m}^2$$



Calcul de la longueur de la zone tendue :

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent:

a- faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

b- dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $L/10$.

c- enfin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

La longueur de la zone comprimée est donnée par cette formule: $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

La longueur de la zone tendue est donnée par cette formule: $L_t = L - LC$

Ferraillage du voile :

Le ferraillage du voile est fait en utilisant le logiciel SOCOTEC

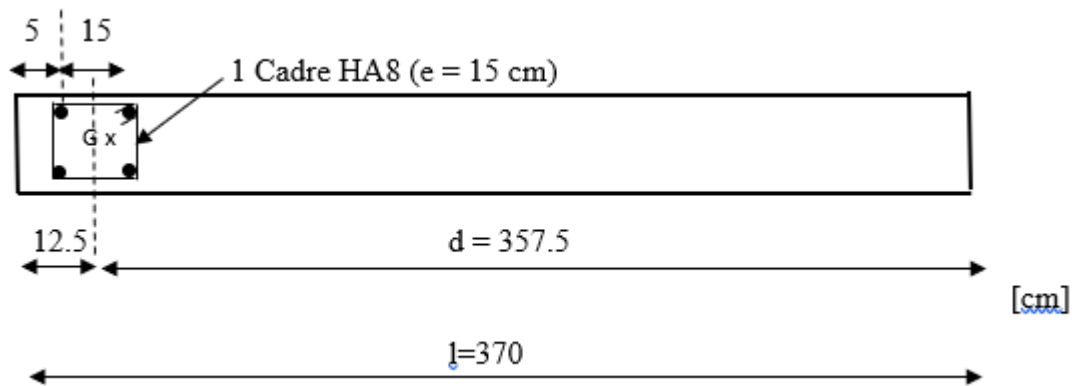
Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement, en considérant le premier cas de calcul (c-à-d, les armature de calcul sont concentrées au niveau du potelet).

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$B = 0.20 \text{ m}$; $h = 3.70\text{m}$; $c = d' = 0.125\text{m}$;

Situation accidentelle : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$



sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_g MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort... : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN*m Moment... : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA


Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m



sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

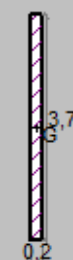
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

| | calculées | limites |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| béton fibre supérieure : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| armatures supérieures : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| armatures inférieures : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| béton fibre inférieure : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |



Armatures verticales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC + 1^{er} étage.

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage

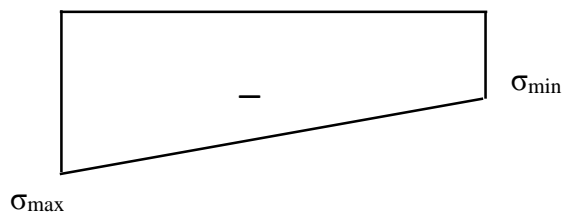
Voile A (2-3):

| | N (KN) | M (KN.m) | Combinaison | Ep | σ_{max} | σ_{min} | Obs | A _{Calculé} (cm ²) | Min RPA | Section cm ² |
|-----------------|-----------------|-----------------|-------------|------|----------------|----------------|-----|---|---------|-------------------------|
| ZONE I | Nmax = -1383.18 | Mcor = -203.975 | GQEy | 0.20 | -2316.26 | -1422.06 | SEC | 0 | 4HA10 | 3.14 |
| | Nmin = -925.67 | Mcor = -50.226 | 0.8GEy | | -1361 | -1140.81 | SEC | 0 | | |
| ZONE II | Nmax = -1003.76 | Mcor = -140.738 | GQEy | 0.20 | -1664.92 | -1047.94 | SEC | 0 | 4HA10 | 3.14 |
| | Nmin = -556.4 | Mcor = -33.243 | 0.8GEy | | -824.76 | -679.03 | SEC | 0 | | |
| ZONE III | Nmax = -534.16 | Mcor = -92.865 | GQEy | 0.20 | -925.39 | -518.28 | SEC | 0 | 4HA10 | 3.14 |
| | Nmin = -125.32 | Mcor = 22.86 | 0.8GEy | | -119.24 | -219.46 | SEC | 0 | | |

Tableau VI.3.1: Ferraillage des VA(2-3) dans les différentes zones.

Remarque :

Toutes les contraintes sont négatives (en compression), de ce fait, toutes les sections considérées sont entièrement comprimées. De plus, on constate que le ferraillage minimale du RPA est adopté pour toutes les zones.



a-2) Armatures de montage et dispositions réglementaires (RPA) :

a-2-1) Armatures verticales :

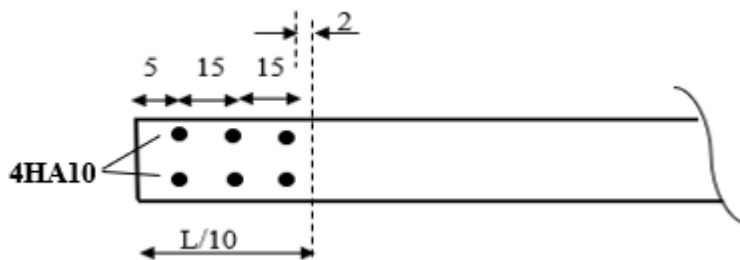
- **Armatures verticales dans la zone d'extrémité (L/10) :**

On complète par deux barres de HA10, ce qui donne un espacement dans cette zone égal à 15 centimètres (15 cm étant inférieur ou égal à $\min((1.5b)/2 ; 30/2)$).

Espacement réglementaire (art.7.7.4.3 RPA 2003) :

$D \leq \min(1.5b ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, D étant l'espacement dans la zone courante.

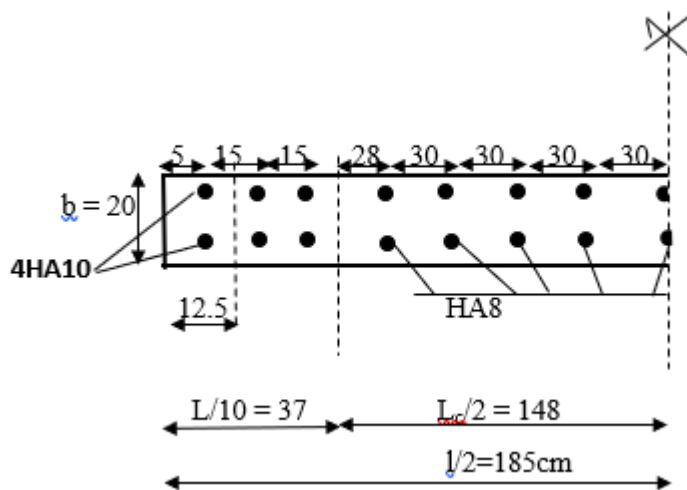
Dans la zone d'extrémité cet espacement est réduit de moitié.



- **Choix et disposition des armatures verticales dans la zone courante :**

$$L_c = L - 2(L/10) = 370 - 2(370/10) = 296 \text{ cm}$$

On opte pour des armatures HA 8 avec un espacement de 30 centimètres (le double de la zone d'extrémité).



En zone courante : $A_c = 9\text{HA}8(2) = 18\text{HA}8 = 9.04 \text{ cm}^2$

- **Vérification des armatures verticales (Pourcentages réglementaires)**

En zone courante : le minimum réglementaire étant de $0.10\%(b)L_c$

$$A_c = 9\text{HA}8(2) = 18\text{HA}8 = 9.04 \text{ cm}^2 > 0.10\% \times b(L_c) = 0.10\% (20)(296) = 5.92\text{cm}^2$$

————> Condition vérifiée

Globalement dans le voile : le minimum réglementaire étant de $0.15\%(b)L$

$$A_g = 2(6HA10) + 18HA8 = 9.42 + 9.04 = 18.46 \text{ cm}^2 > 0.15\%(b)L = 0.15\%(20)370 = 11.1 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée

a-2-2) Armatures horizontales :

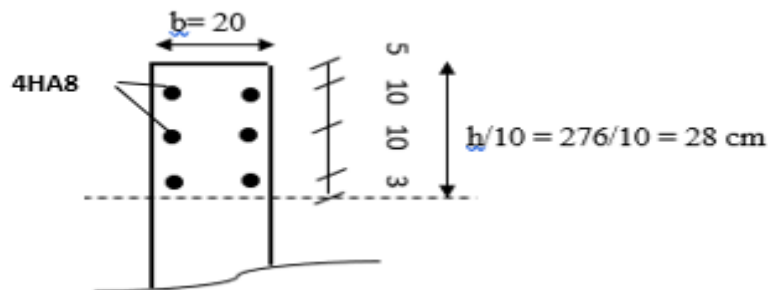
- **Armatures horizontales dans la zone d'extrémité (h/10)**

On adopte des HA8, espacés de 10 cm.

Espacement réglementaire (art.7.7.4.3 RPA 2003) :

$D \leq \min(1.5b ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, D étant l'espacement dans la zone courante.

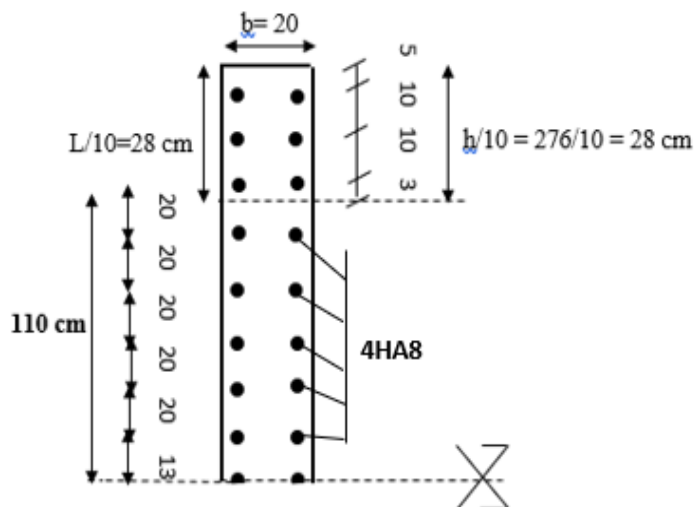
Dans la zone d'extrémité cet espacement est réduit de moitié.



- **Choix et disposition des armatures horizontales dans la zone courante :**

$$h_c = h - 2(h/10) = 276 - 2(28) = 220 \text{ cm}$$

On opte pour des armatures HA 8 avec un espacement de 20 centimètres (le double de la zone d'extrémité).



En zone courante : $A_c = 11HA8(2) = 22HA8 = 11.06 \text{ cm}^2$

Vérification des armatures horizontales (Pourcentages réglementaires)

1° condition : $A_H = A_v / 4$ (BAEL 99) = $18.46 / 4 = 4.62 \text{ cm}^2$

2° condition : $0.10\%(b)h$ (RPA, en zone courante) = $0.10\%(20)(276) = 5.52 \text{ cm}^2$

3° condition : $0.15\%(b)h$ (RPA, globalement dans le voile) = $0.15\%(20)(276) = 8.28 \text{ cm}^2$

La condition du BAEL (A_H) est moins défavorable que celle du RPA, par conséquent seules les 2° et 3° conditions sont à prendre en considération.

En zone courante : le minimum réglementaire étant de $0.10\%(b)L_c$

$A_c = 11\text{HA}8(2) = 22\text{HA}8 = 11.06 \text{ cm}^2 > 0.10\%(b)h = 0.10\%(20)(276) = 5.52 \text{ cm}^2$

—————> Condition vérifiée

Globalement dans le voile : le minimum réglementaire étant de $0.15\%(b)L$

$A_g = 2(6\text{HA}8) + 22\text{HA}8 = 6.04 + 11.06 = 17.1 \text{ cm}^2 > 0.15\%(b)h = 0.15\%(20)(276) = 8.28 \text{ cm}^2$

—————> Condition vérifiée

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

- **Armatures de couture :**

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service = 1047.54 KN (effort maximal à la base)

B : section du béton = $b(L) = 20(370) = 7400 \text{ cm}^2$

A : section d'armature adoptée = 18.46 cm^2

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \sigma_b = \frac{1047.54(10^3)}{7400(10^2) + 15(6.28)(10^2)} = 1.40 \text{ MPa} < \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ MPa}$$

VII. 1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où parades éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

Fondations profondes :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

VII. 2. Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

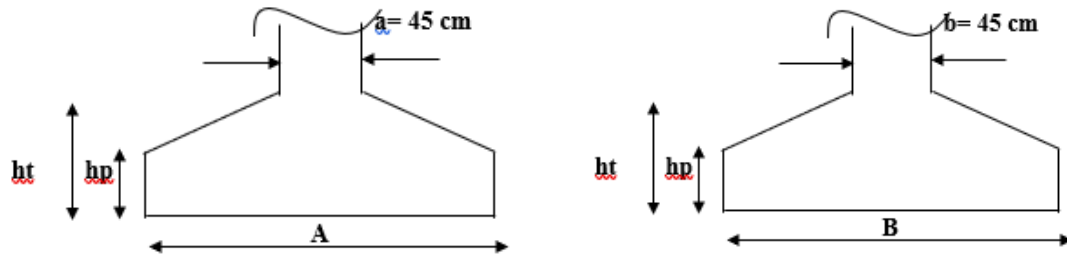
Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

1) Semelles isolées sous poteaux :

1.1) Dimensionnement (vérification d'un éventuel chevauchement des fondations)



Condition de portance :

$$\frac{N_s}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

Homothétie des dimensions

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

$$AB \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = kB \text{ ou bien } B = A/k$$

$$(kB) B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}}$$

Avec :

(A×B) Dimension de la semelle

(a×b) Dimension du poteau = 45×45 cm²

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol → (σ_{sol} = 2 bar = 200kN/m² = 0.200 MPa)

La profondeur de 2m

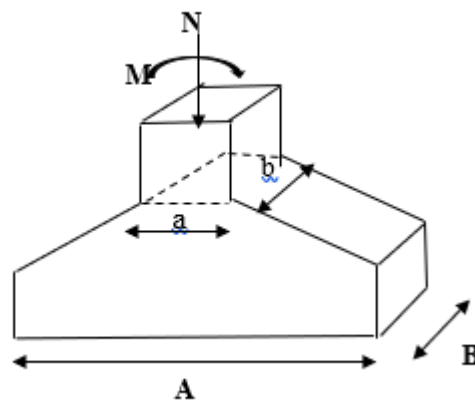


Figure VII-1: Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment

Cas du poteau C2 :

$$N_s = 699.96 \text{ KN} ; \sigma_s = 200 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}} = \sqrt{\frac{699.96}{200}} = 1.87 \text{ m}$$

On prend B = 2 m (A = B = 2 m)

Cas du poteau C3 :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}} = \sqrt{\frac{309.54}{200}} = 1.24 \text{ m}$$

On prend B = 1.25 m (A = B = 1.25 m)

Cas du poteau C4 :

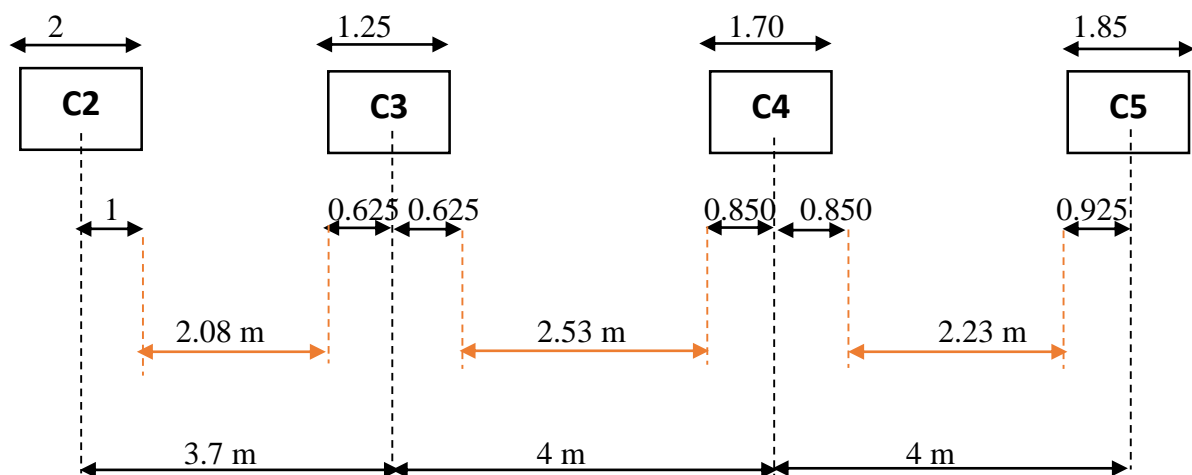
$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}} = \sqrt{\frac{577.21}{200}} = 1.69 \text{ m}$$

On prend B = 1.70 m (A = B = 1.70 m)

Cas du poteau C5:

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}} = \sqrt{\frac{666.65}{200}} = 1.83 \text{ m}$$

On prend B = 1.85 m (A = B = 1.85 m)



Conclusion : Ya pas de risque de chevauchement.

1.2 Etude des poteaux C2 et 2C :

Comme exemple de calcul on prend un poteau commun aux portiques C (référéncié par C2) et 2 (référéncié par 2C).

| Portique C | | | | |
|------------|---------|------------|---------|-----------|
| Poteaux C2 | ELS | | ELU | |
| | Ns (KN) | Ms (KN .m) | Nu (KN) | Mu (KN.m) |
| | 699.96 | 2.385 | 968.77 | 3.394 |

| Portique 2 | | | | |
|------------|---------|------------|---------|-----------|
| Poteaux 2C | ELS | | ELU | |
| | Ns (KN) | Ms (KN .m) | Nu (KN) | Mu (KN.m) |
| | 699.96 | -0.14 | 968.77 | -0.193 |

Tableau VII-1 : Efforts revenant aux poteaux C2 et 2C

A) Poteaux C2

A-1) Dimensionnement

- **Condition de portance :**

$$\frac{N_s}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

- **Homothétie des dimensions**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

$$AB \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = kB \text{ ou bien } B = A/k$$

$$(kB) B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_s}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{699.96}{1(200)}} = 1.87 \text{ m}$$

On prend B = 2 m (A = B = 2 m)

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{(A-a)}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq B-b$$

$$\frac{(200-45)}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq 200 - 45$$

$$38.75 \text{ cm} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq 155$$

$$d_a = 40\text{cm} \quad \text{et} \quad ht = 45 \text{ cm.}$$

- **Volume de la fondation :**

$$V = ht (A) (B) = 0.45 (2)(2) = 1.8 \text{ m}^3 .$$

- **Poids propre de la semelle :**

$$Pp = \rho (v) \quad \text{avec} \quad \rho = 2500 \text{ kg/m}^3 \text{ (béton armé) .}$$

$$Pp = 2500 (1.8) = 4500 \text{ kg}$$

$$Pp = 45 \text{ KN}$$

- **Vérification du dimensionnement (en ajoutant le poids propre de la semelle)**

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_s + Pp}{k\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{699.96 + 45}{1(200)}} = \sqrt{\frac{744.96}{1(200)}} = 1.93 \text{ m} < 2 \text{ m} \longrightarrow \text{c.v}$$

- **Vérification de la répartition :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2.385}{744.96} = 0.003 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.003 < \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0.333 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\sigma_M = \frac{N_s}{AB} \left(1 + \frac{6 e_0}{A}\right) = \frac{744.96 (10^3)}{2000^2} \left(1 + \frac{6 (3)}{2000}\right) = 0.188$$

$$\sigma_M = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{AB} \left(1 - \frac{6 e_0}{A}\right) = \frac{744.96 (10^3)}{2000^2} \left(1 - \frac{6 (3)}{2000}\right) = 0.185$$

$$\sigma_m = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{A/4} = 3 \sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{A/4} = 3 \sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{AB} = \frac{3(0.188) + (0.185)}{4} = 0.187$$

$$\sigma_{A/4} = 0.187 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A-2) Ferrailage :

$$N_U = 968.77 \text{ (voir tableau VII-1)}$$

$$N_U = 968.77 + 1.35 Pp = 968.77 + 1.35 (45) = 1029.52 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.394}{1029.52} = 0.003 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.003 < \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0.333 \text{ (résultent dans le noyau central)}$$

$$e_0 = 0.003 < \frac{A}{24} = \frac{2}{24} = 0.083 \text{ (condition vérifiée) } \Rightarrow \text{la méthode des bielle est applicable.}$$

Armatures parallèles au côté A :

$$A_a = \frac{Nu(1 + \frac{3e_0}{A})(A-a)}{8 d_a (\sigma_s)}$$

$$A_a = \frac{1029.52(1 + \frac{3(0.3)}{200})(200-45)}{8 (40) (348)(10^{-1})} = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm.}$$

Espacement moyen e :

$$e = \frac{\text{section d'un barre}}{\text{section totale}} (L)$$

$$e = \frac{1.54}{15.4} (200) = 20 \text{ cm}$$

Armatures parallèles au côté B :

En optant pour un diamètre \emptyset_{14}

$$d_b = d_a - (\emptyset_{14} + \emptyset_{14}) / 2$$

$$d_b = 40 - (1.4 + 1.4) / 2 = 38.6 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{Nu(1 + \frac{3e_0}{A})(B-b)}{8 d_b (\sigma_s)}$$

$$A_b = \frac{1029.52(1 + \frac{3(0.3)}{200})(200-45)}{8 (38.6) (348)(10^{-1})} = 14.92 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{1.54}{15.4} (200) = 20 \text{ cm}$$

B) Poteaux 2C

B-1) Dimensionnement

Condition de portance :

$$\frac{N_s}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

Condition de rigidité :

$$\frac{(B-b)}{4} \leq (d_b \text{ et } d_a) \leq A-a$$

$$\frac{(200-45)}{4} \leq (d_b \text{ et } d_a) \leq 200 - 45$$

$$38.75 \text{ cm} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq 155$$

$$d_a = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_t = 45 \text{ cm.}$$

Volume de la fondation :

$$V = ht (A) (B) = 0.45(2)(2) = 1.80\text{m}^3 .$$

Poids propre de la semelle :

$$P_p = \rho (v) \quad \text{avec} \quad \rho = 2500 \text{ kg/m}^3 \text{ (béton armé) .}$$

$$P_p = 2500 (1.8) = 4500 \text{ kg}$$

$$P_p = 45 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.14}{744.96} = 0.0002 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0002 < \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0.333 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\sigma_M = \frac{N_s}{AB} \left(1 + \frac{6 e_0}{A}\right) = \frac{744.96 (10^3)}{2000^2} \left(1 + \frac{6 (0.2)}{2000}\right) = 0.186$$

$$\sigma_M = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{AB} \left(1 - \frac{6 e_0}{A}\right) = \frac{744.96 (10^3)}{2000^2} \left(1 - \frac{6 (0.2)}{2000}\right) = 0.186$$

$$\sigma_m = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{A/4} = 3 \sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{A/4} = 3 \sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{AB} = \frac{3 (0.186) + (0.186)}{4} = 0.186$$

$$\sigma_{A/4} = 0.186 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B-2) Ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.193}{1029.52} = 0.0002 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0002 < \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0.333 \text{ (résultent dans le noyau central)}$$

$$e_0 = 0.0002 < \frac{A}{24} = \frac{2}{24} = 0.083 \text{ (condition vérifiée) } \Rightarrow \text{la méthode des bielle est applicable.}$$

$$N_U = 968.77 \text{ (voir tableau VII-1)}$$

$$N_u = 968.77 + 1.35 P_p = 968.77 + 1.35 (45) = 1029.52 \text{ KN}$$

Armature parallèle au cote B :

$$A_b = \frac{Nu(1 + \frac{3e_0}{B})(B-b)}{8 d_b (\sigma_s)}$$

$$A_b = \frac{1029.52(1 + \frac{3(0.02)}{200})(200-45)}{8 (40) (348)(10^{-1})} = 14.33 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm.}$$

Espacement :

$$e = \frac{\text{section d'un barre}}{\text{section totale}} (L)$$

$$E = \frac{1.54}{15.4} (200) = 20 \text{ cm}$$

Armature parelles au cote A :

$$A_a = \frac{Nu(1 + \frac{3e_0}{B})(A-a)}{8 d_a (\sigma_s)}$$

$$A_a = \frac{1029.52(1 + \frac{3(0.02)}{200})(200-45)}{8 (38.6) (348)(10^{-1})} = 14.85\text{cm}^2$$

$$A_a = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{1.54}{15.4} (200) = 20 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures :

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ feE400 \end{array} \right\} \frac{l_s}{\varnothing} = 35.3 \longrightarrow l_s = 35.3 (\varnothing) = 35.3 (1.4) = 49.42 \text{ cm}$$

$$l_{sa} = 49.42 \text{ cm} < \frac{A}{4} = \frac{200}{4} = 50\text{cm} \longrightarrow \text{les armatures ne nécessitent pas de crochets.}$$

$$l_{sb} = 49.42 \text{ cm} < \frac{B}{4} = \frac{200}{4} = 50\text{cm} \longrightarrow \text{les armatures ne nécessitent pas de crochets.}$$

Debord de la semelle d₀ :

$$d_0 = (A - a)/2 = (200-45)/2 = 77.5 \text{ cm}$$

Hauteur des patins :

$$h_p \geq \max (15 \text{ cm} ; 6\phi + 6)$$

$$h_p \geq \max (15 \text{ cm} ; 6(1.4) + 6) = 14.4 \text{ cm},$$

On prend $h_p = 15 \text{ cm}$

C) Schémas ferrailage

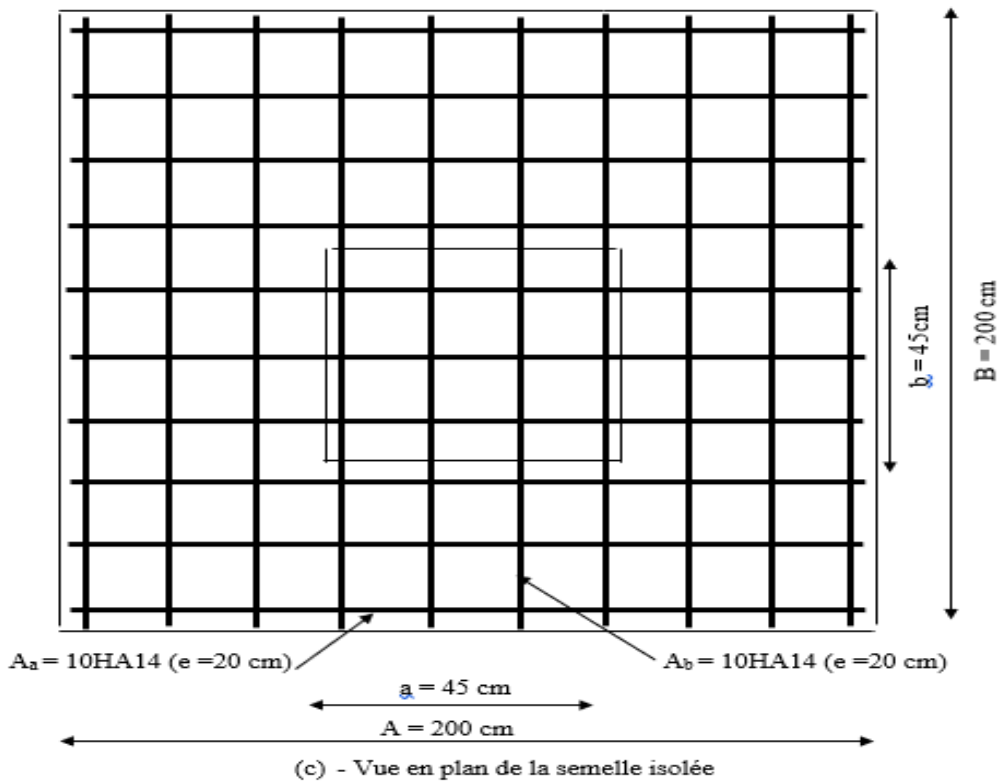
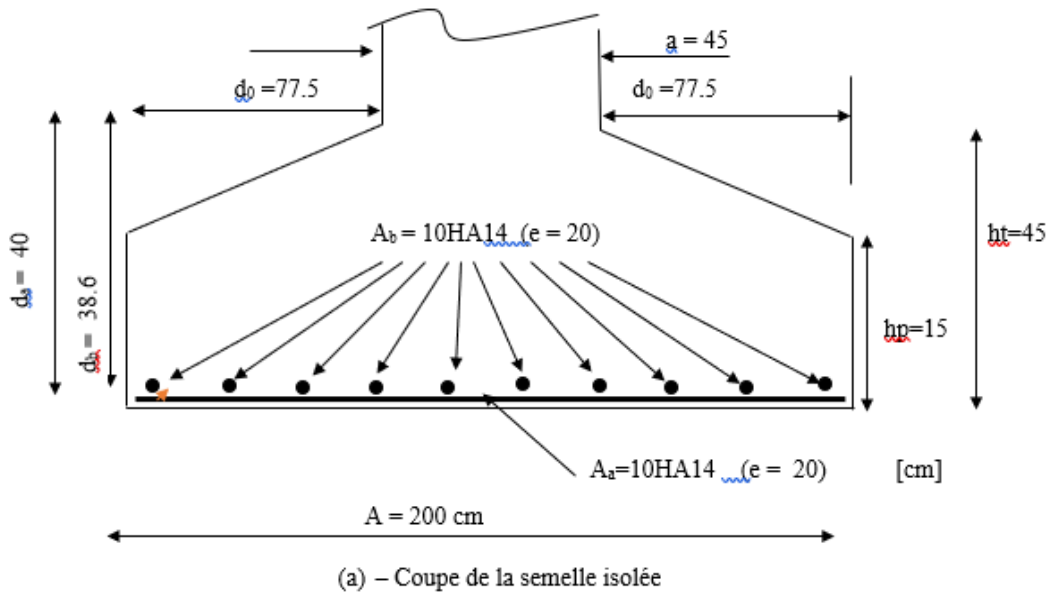


Figure VII-2: Ferrailage de la semelle isolée

2) Semelles sous voile:

➤ **Prédimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{sol} > \frac{N_s}{S}$$

$$S = B \times L$$

$$B \times L = (2d_0 + b)(2d_0 + l) = 4d_0^2 + 2d_0(l + b) + bl$$

- N_s : effort normal à la base du voile
- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Comme exemple de calcul, on prend le **voile V2-3**, disposé suivant le sens transversal
 $\sigma_{sol} = 200 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

| Voile (2-3) | N_s (KN) | M_s (KN.m) | N_U (KN) | M_U (KN.m) |
|-------------|------------|--------------|------------|--------------|
| | 1383.18 | 203.975 | 1889.38 | 284.282 |

Tableau VII-2-Efforts revenant au voile (2-3)

2-1) Dimensionnement

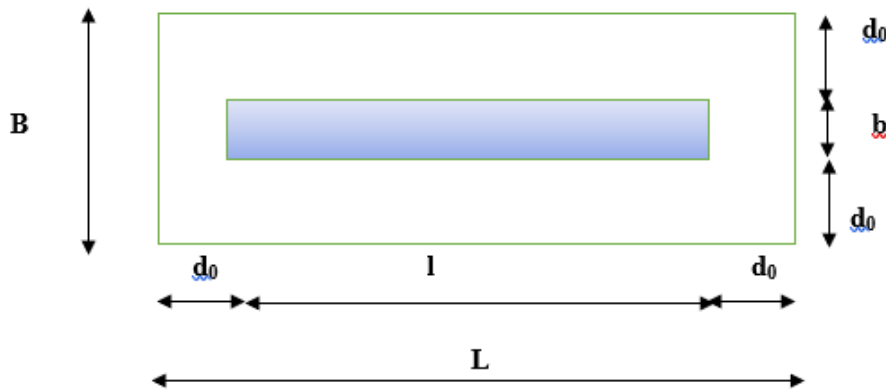


Figure VII-3: vue en plan de la semelle sous voile

Condition de portance :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$S = B \times L$$

$$B \times L = (2d_0 + b)(2d_0 + l) = 4d_0^2 + 2d_0(l + b) + bl = 4d_0^2 + 2(l + b)d_0 + bl \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1383.18}{200} = 6.92 \text{ m}^2$$

Déduction du débord de la semelle : d_0

$$S = B \times L = 4 d_0^2 + 2(1 + b) d_0 + bl \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$4 d_0^2 + 2(3.9) d_0 + 0.74 \geq 6.92$$

$$4 d_0^2 + 7.80 d_0 - 6.18 \geq 0$$

Equation du 2° degré dont la solution positive est :

$$d_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$\longrightarrow B = 2 d_0 + b = 2(0.60) + 20 = 1.40 \text{ m} ; \quad L = 2 d_0 + 1 = 120 + 370 = 4.90 \text{ m} ;$$

Pour tenir compte de l'effet du moment fléchissant on majore de 5% (approximativement) les dimensions de la semelle, soient :

$$B = 1.50 \text{ m et } L = 5 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad S = 7.50 \text{ m}^2$$

Condition de rigidité :

$$\frac{(A-a)}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq B-b$$

$$\frac{(5-3.7)}{4} = 0.33 \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq 1.5 - 0.20 = 1.3 \text{ m}$$

$$d_a = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_t = 45 \text{ cm.}$$

Volume (approximatif) de la fondation :

$$V = h_t (L) (B) = 0.45 (5)(1.5) = 3.38 \text{ m}^3 .$$

Poids propre de la semelle :

$$P_p = \gamma (v) \quad \text{avec} \quad \gamma = 2500 \text{ kg/m}^3 \text{ (béton armé) .}$$

$$P_p = 2500 (3.38) = 8450 \text{ kg}$$

$$P_p = 84.5 \text{ KN}$$

Vérification du dimensionnement (en ajoutant le poids propre de la semelle)

$$\longrightarrow N_s = 1383.18 + 84.5 = 1467.68 \text{ KN}$$

| Voile | σ_{sol} (KN/m ²) | Ns (KN) | L (m) | B (m) | S = B x L |
|-------|-------------------------------------|---------|-------|-------|-----------|
| V2-3 | 200 | 1467.68 | 5 | 1.5 | 7.50 |

Tableau VII-3-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{1467.68}{7.5} = 195.69 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \checkmark .$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{203.975}{1467.68} = 0.001 \text{ m}$$

Vérification de la répartition :

$$e_0 = 0.001 < \frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.833 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\sigma_M = \frac{Ns}{BL} \left(1 + \frac{6e_0}{L}\right) = \frac{1467.68(10^3)}{1500(5000)} \left(1 + \frac{6(1)}{5000}\right) = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{Ns}{BL} \left(1 - \frac{6e_0}{L}\right) = \frac{1467.68(10^3)}{1500(5000)} \left(1 - \frac{6(3)}{5000}\right) = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{A/4} = 3\sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \frac{Ns}{BL} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{A/4} = 3\sigma_M + \sigma_m / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \frac{Ns}{BL} = \frac{3(0.196) + (0.195)}{4} = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{A/4} = 0.196 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-2) Ferrailage :

$$N_U = 1889.38 \text{ (voir tableau VII-1)}$$

$$N_u = 1889.38 + 1.35 P_p = 9 + 1.35(84.5) = 2003.46 \text{ KN (en considérant le poids propre de la semelle).}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{284.282}{2003.46} = 0.001 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.001 < \frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.833 \text{ (résultent dans le noyau central)}$$

$$e_0 = 0.001 < \frac{L}{24} = \frac{5}{24} = 0.208 \text{ (condition vérifiée)} \Rightarrow \text{la méthode des bielle est applicable.}$$

Calcul des armatures longitudinales (principales) : A_L

$$A_L = \frac{Nu \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) (L-1)}{8 d_a (\sigma_s)}$$

$$A_L = \frac{2003.46 \left(1 + \frac{3(0.1)}{500}\right) (500-370)}{8(40) \frac{400}{1} (10^{-1})} = 20.47 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 11 \text{ HA16} = 22.12 \text{ cm}^2.$$

Espacement moyen e :

$$e = \frac{\text{section d'un barre}}{\text{section totale}} \text{ (B)}$$

$$e = \frac{2.01}{22.12} (150) = 14 \text{ cm} ; \text{ soit } e = 15 \text{ cm.}$$

Armatures parallèles au côté B (secondaires): A_b

En optant pour un diamètre \emptyset_{14}

$$d_b = d_a - (\emptyset_{16} + \emptyset_{12}) / 2$$

$$d_b = 40 - (1.6 + 1.2) / 2 = 38.6 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{Nu \left(1 + \frac{3 e_0}{L}\right) (B - b)}{8 d_b (\sigma_s)}$$

$$A_b = \frac{2003.46 \left(1 + \frac{3(0.1)}{500}\right) (150 - 20)}{8(38.6) \frac{400}{1} (10^{-1})} = 21.10 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 19HA12 = 21.49 \text{ cm}^2.$$

Espacement moyen e :

$$e = \frac{\text{section d'un barre}}{\text{section totale}} (L)$$

$$e = \frac{1.13}{21.49} (500) = 26.3 \text{ cm}$$

Soit $e = 25 \text{ cm}$.

Ancrage des armatures :

Suivant L

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{eE400} \end{array} \right\} \frac{l_{sL}}{\emptyset} = 35.3 \longrightarrow l_s = 35.3 (\emptyset) = 35.3 (1.6) = 56.48 \text{ cm}$$

$$l_{sL} = 56.48 \text{ cm} < \frac{L}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ cm} \longrightarrow \text{les armatures ne nécessitent pas de crochets.}$$

Suivant B

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{eE400} \end{array} \right\} \frac{l_{sB}}{\emptyset} = 35.3 \longrightarrow l_s = 35.3 (\emptyset) = 35.3 (1.2) = 42.36 \text{ cm}$$

$$l_{sB} = 42.36 \text{ cm} > \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{les crochets sont nécessaires}$$

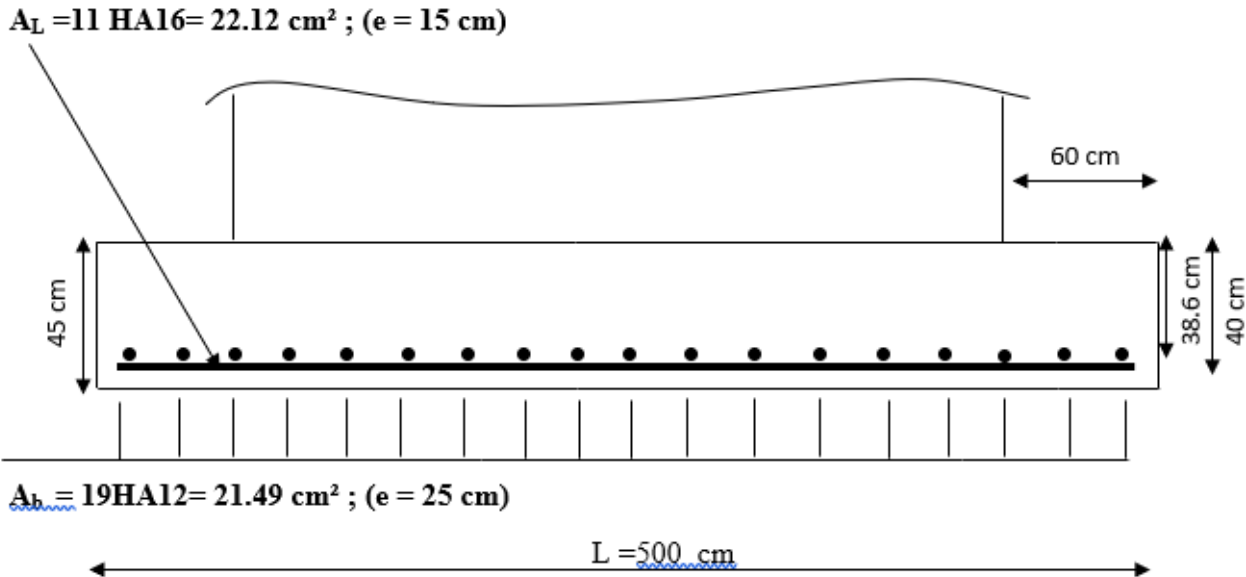


Figure VII-4: Ferrailage de la semelle sous voile

Conclusion

Ce projet de fin d'études représente la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation. Cependant, ce projet a révélé un manque caractéristique relatif au contenu de la formation. Dans ce sens, j'ai divisé cette conclusion en deux parties :

A) Utilisation du cursus universitaire :

Il m'a permis de dimensionner et de ferrailer les éléments résistants de la construction considérée. De ce point de vue théorique, le calcul semble juste. Cependant, que ce soit du point de vue dimensionnement ou ferrailage, l'adoption des résultats trouvés reste problématique. J'ai découvert à travers ce projet ce que c'est que le quantitatif (économie des matériaux) et le qualitatif (le choix des matériaux, leur orientation, leur disposition)

B) Utilisation de complément scientifique au cursus universitaire :

Ce complément réside dans la vision globale (structure) ou particulière (élément) pour solutionner des problèmes de résistance ou d'instabilité.

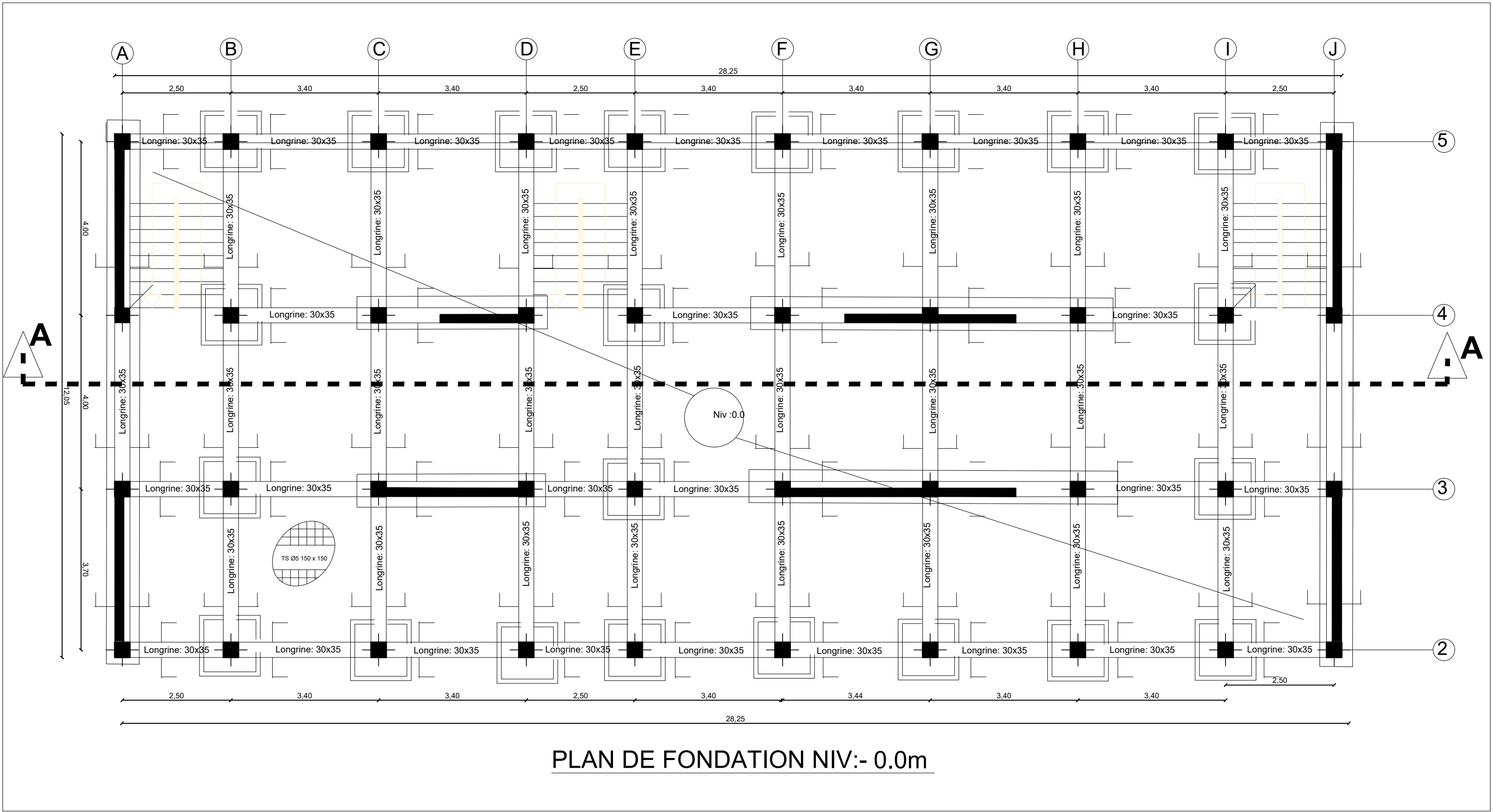
1. Le dimensionnement des différents éléments de la structure a été fait à l'état limite de service (avec l'effort normal). Pour tenir compte de la présence de moments de flexion, les sections adoptées ont été majorées d'environ 5%.
2. Les dimensions initiales n'ont pas été suffisantes par rapport à la stabilité du bâtiment. La période de la structure étant assez importante. Les dimensions transversales des éléments structuraux ont été augmentées.

3. Problème majeur rencontré dans l'élaboration de ce projet est celui relatif au choix du système de contreventement. Le critère de classification, imposé par la réglementation en vigueur (RPA 2003), est lié aux charges verticales. Dans le cas présent, le système de contreventement adopté étant : « voiles porteurs » (car les voiles reprennent plus de 20% de charges verticales et la totalité des charges horizontales). Cependant, le logiciel ETABS ne prend pas en considération ce système de contreventement. Nous étions obligés d'improviser une solution.

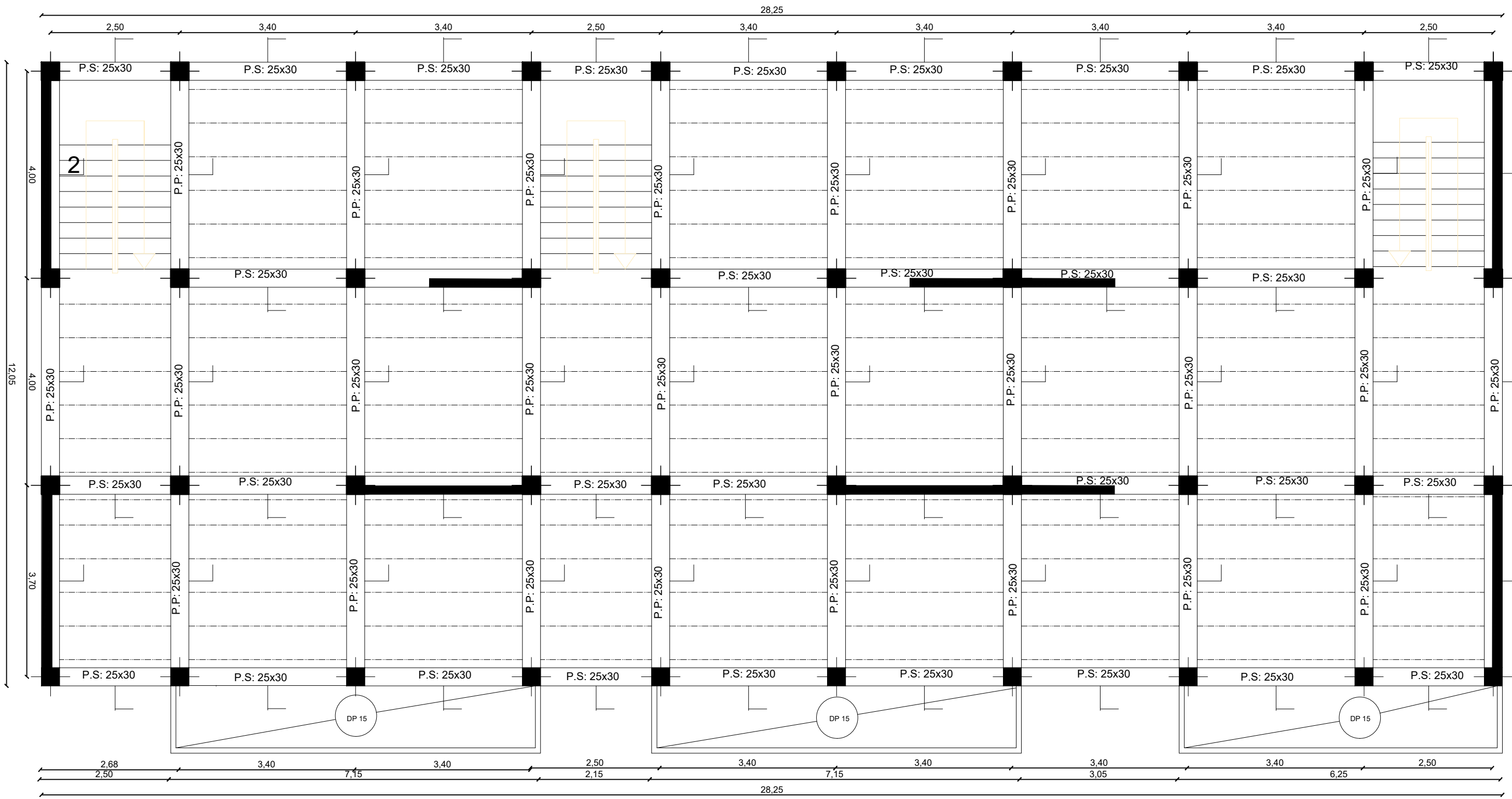
Cette solution, consiste à exécuter le programme en considérant la structure contreventée par des voiles porteurs (avec le coefficient de comportement global $R = 3.5$). On l'appellera « **étude standard** ». Une fois terminé, on enregistre les résultats, on retient les valeurs de V (V_x et V_y , efforts tranchant à la base de structure suivant les directions x et y , respectivement). Les résultats affichés sont répartis proportionnellement aux inerties des voiles et des portiques.

- On calcule les portiques sous les combinaisons de béton armé uniquement (ELU et ELS).

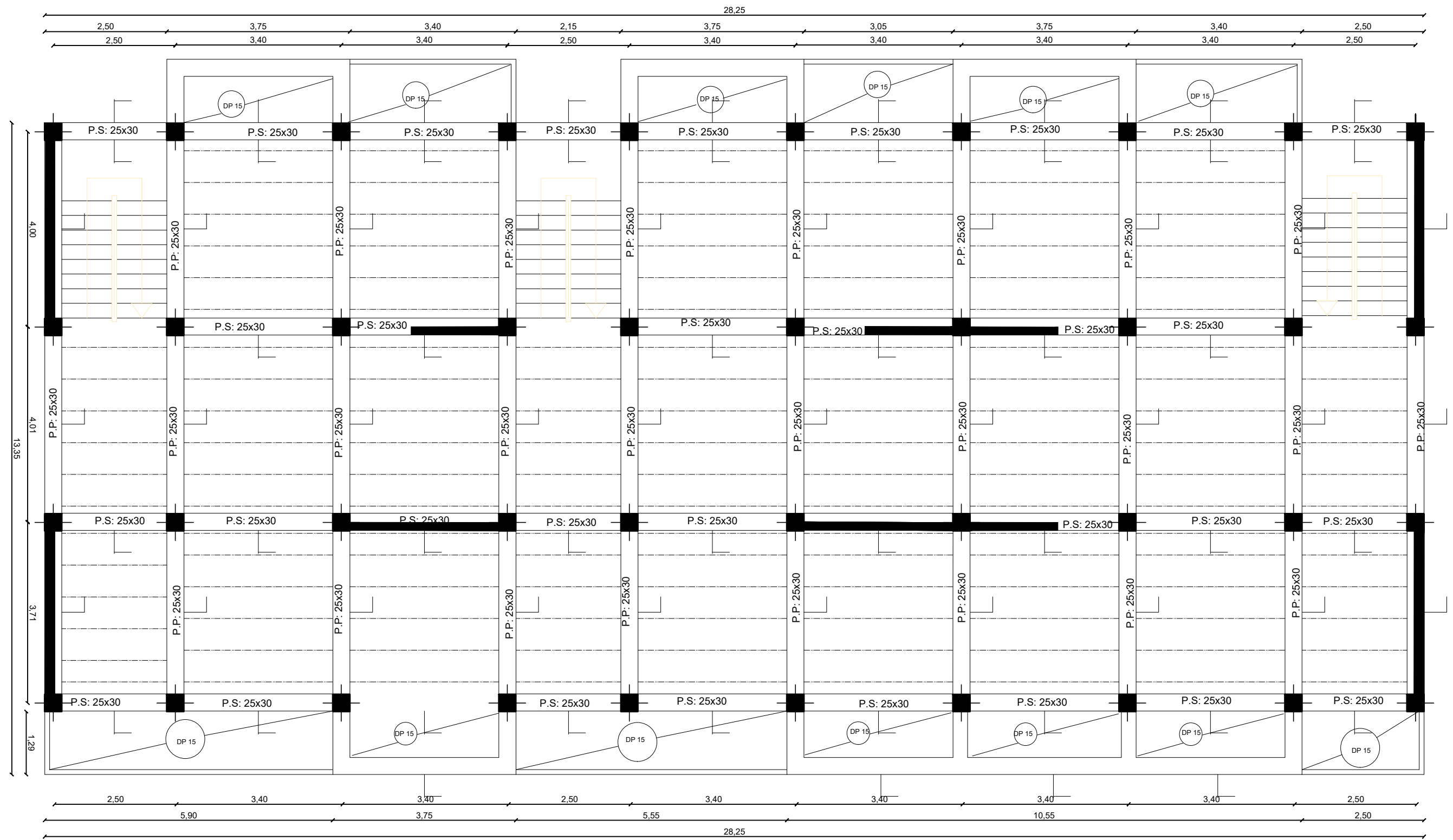
- Pour le calcul des voiles, on procède de la manière suivante :
On augmente l'accélération g . Pour chaque exécution, on vérifie les résultats. Pour arrêter le processus, il faut que la valeur V_{voiles} (efforts repris par les voiles) soit égale à V (étude standard). Ainsi, g passe de 10 à 11.15 et 10.85 selon les directions x et y en plan du bâtiment, respectivement). Les voiles sont donc ferrailés avec des efforts issus de :
 $V_{voiles} = V$ standard).



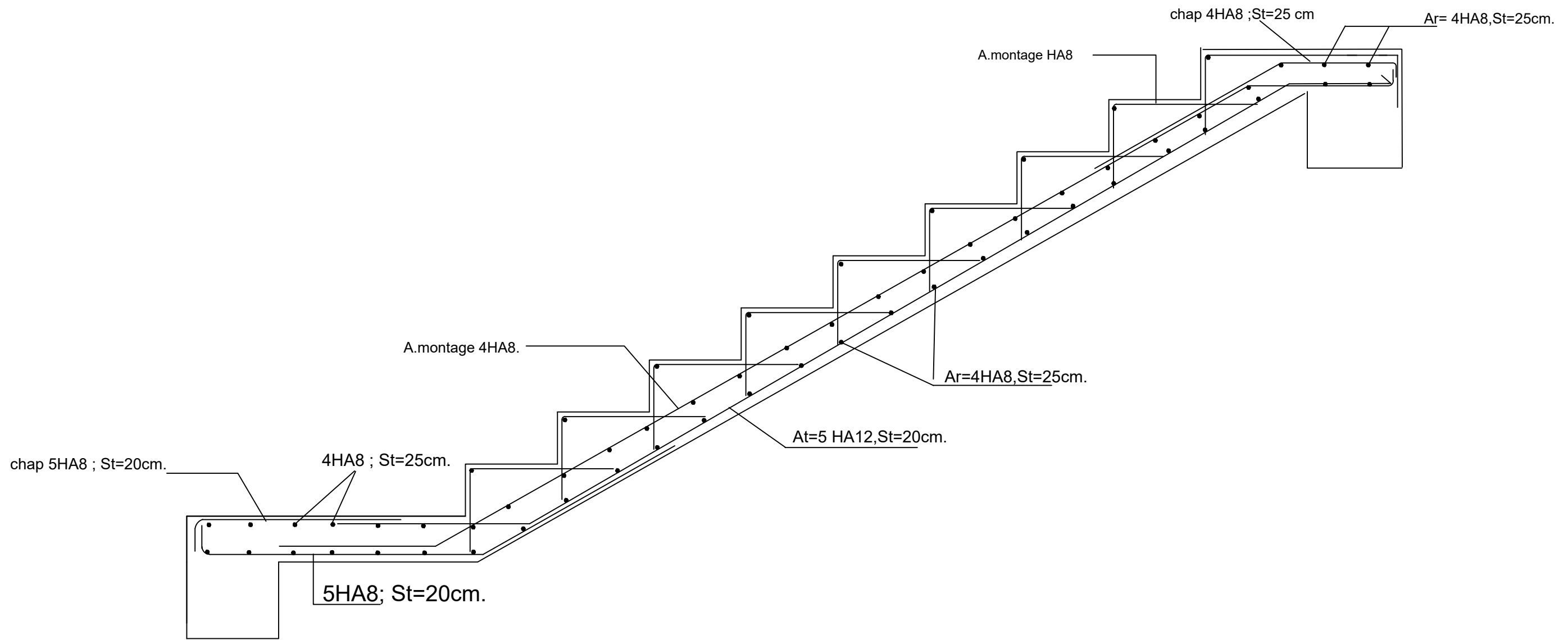
PLAN DE FONDATION NIV:- 0.0m



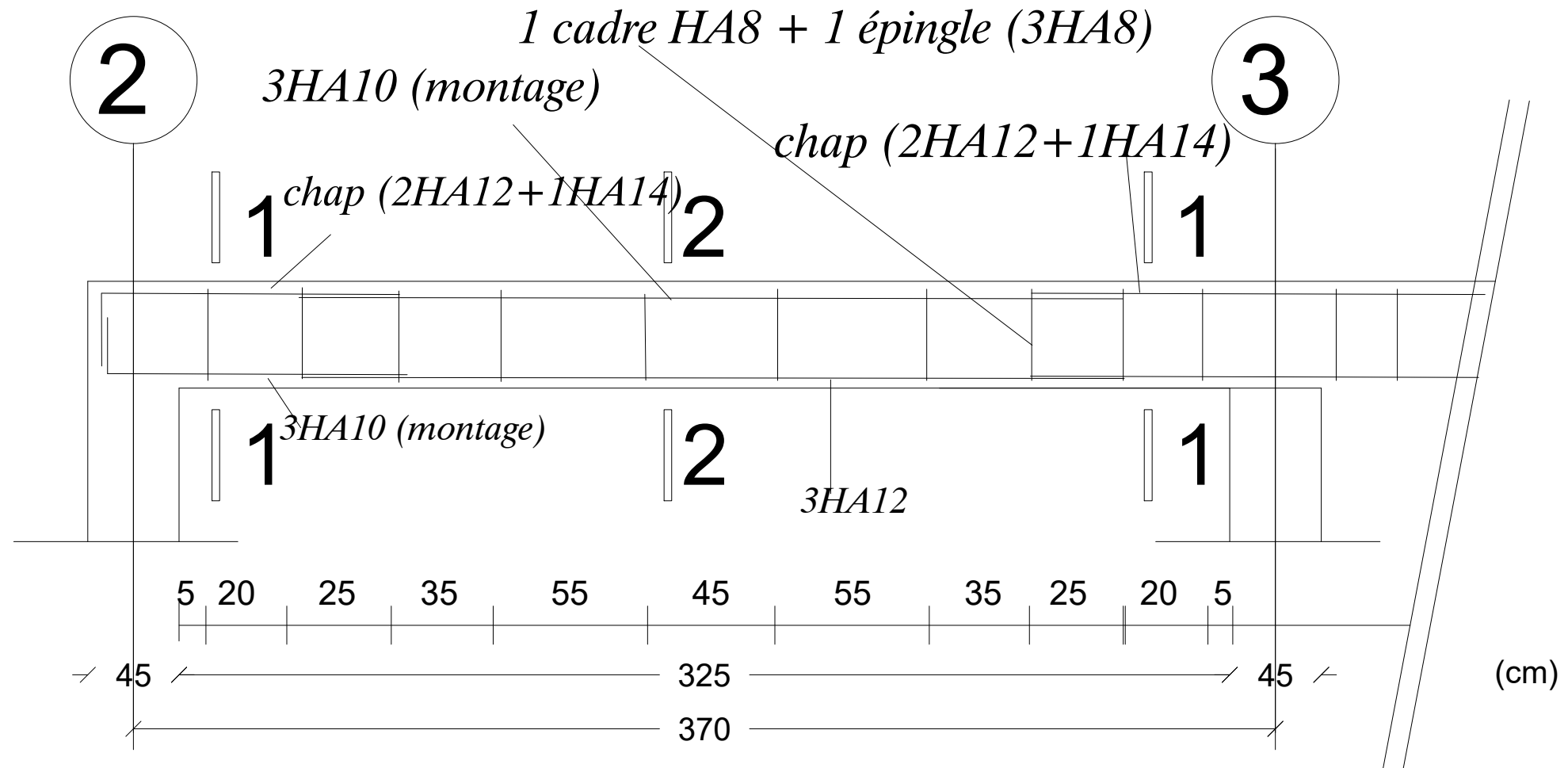
PLAN DE COFFRAGE NIV:03.06m



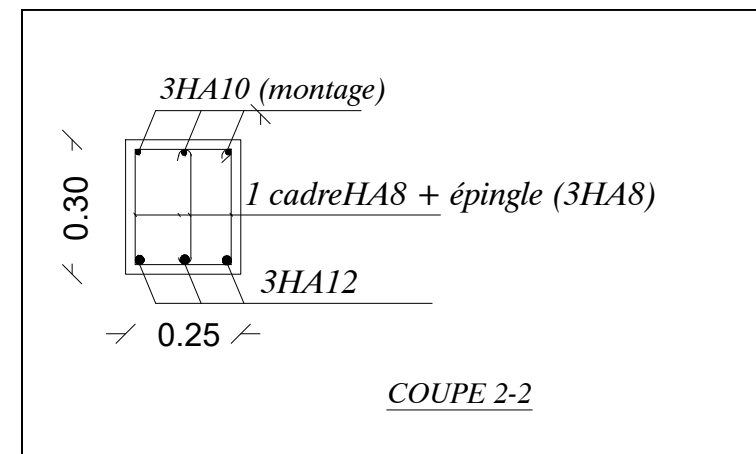
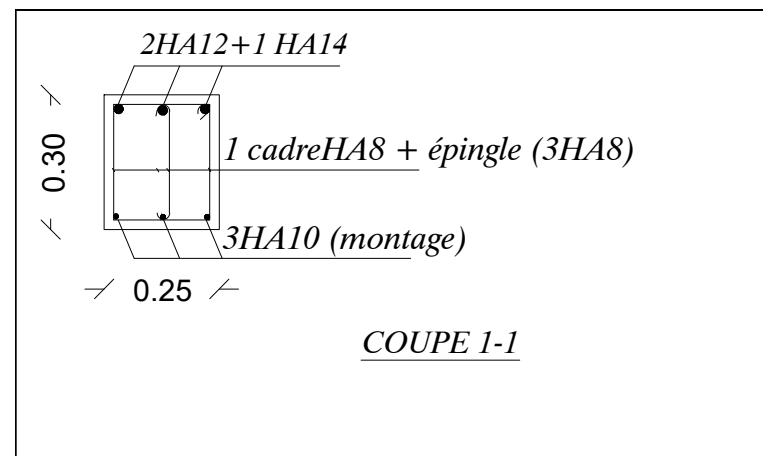
PLAN DE COFFRAGE NIV:06.12m



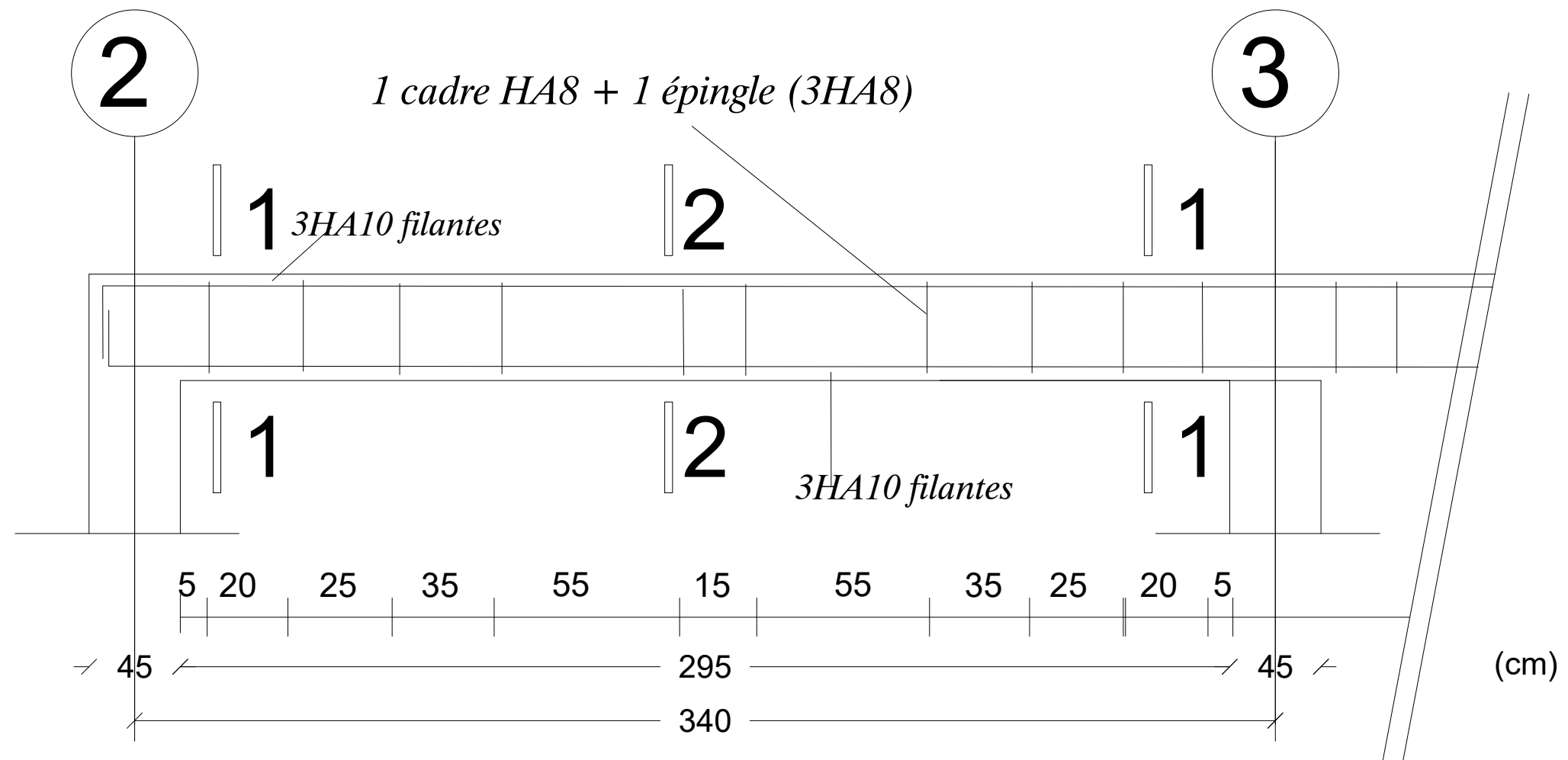
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



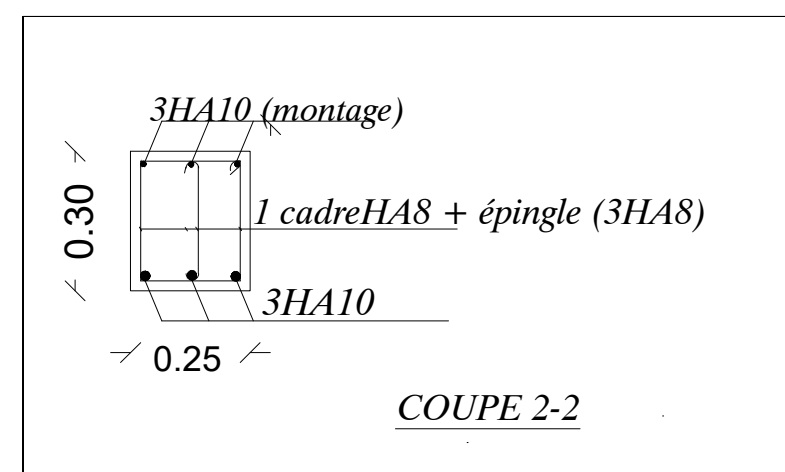
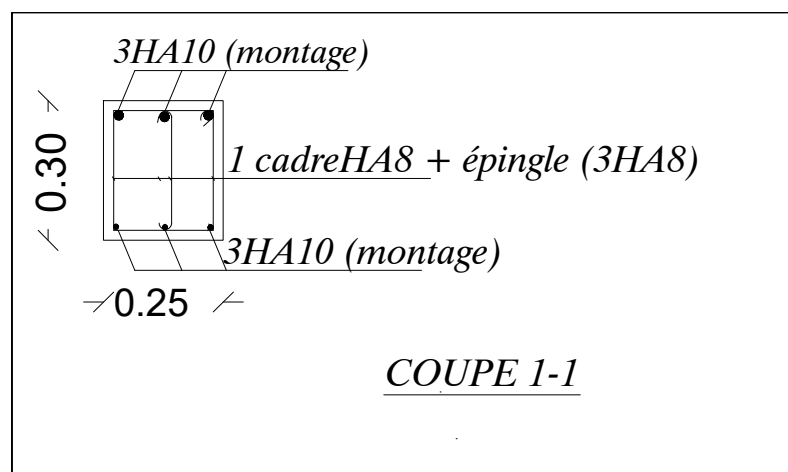
POUTRE PRINCIPALE PORTIQUE B(2-3)



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE PORTIQUE B (2-3)

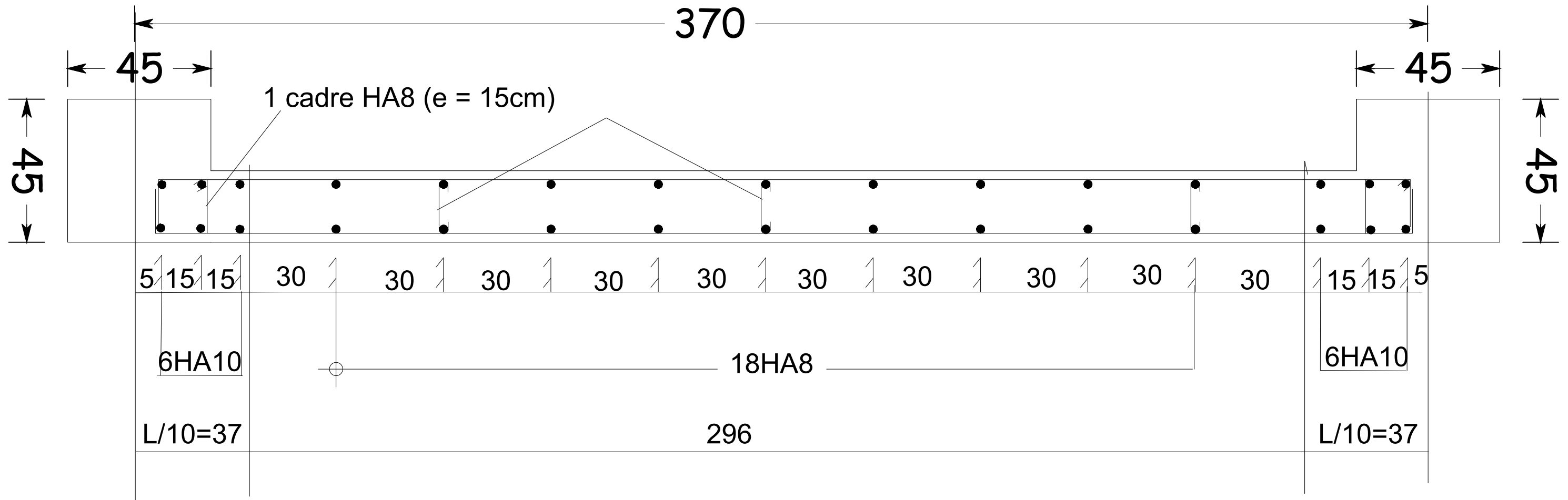


POUTRE SECONDAIRE PORTIQUE 2(B-C)

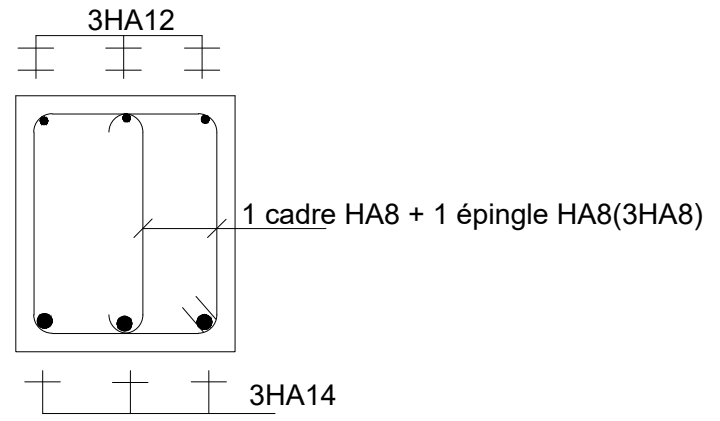
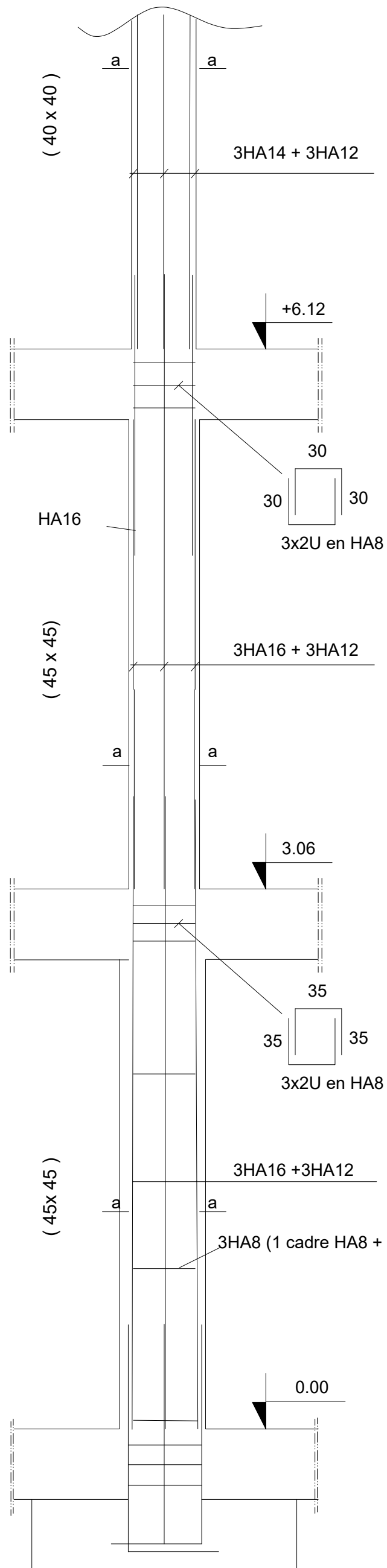


FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE PORTIQUE 2 (B-C)

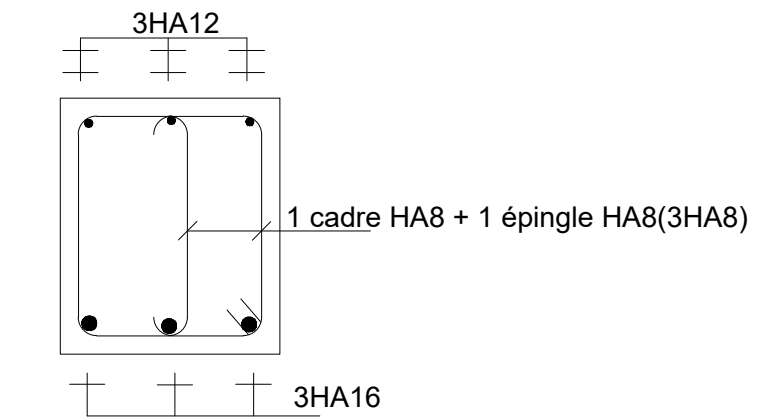
FERR VOILE (V2-3)/e=20cm



FERRAILLAGE DE VOILE (V 2-3)



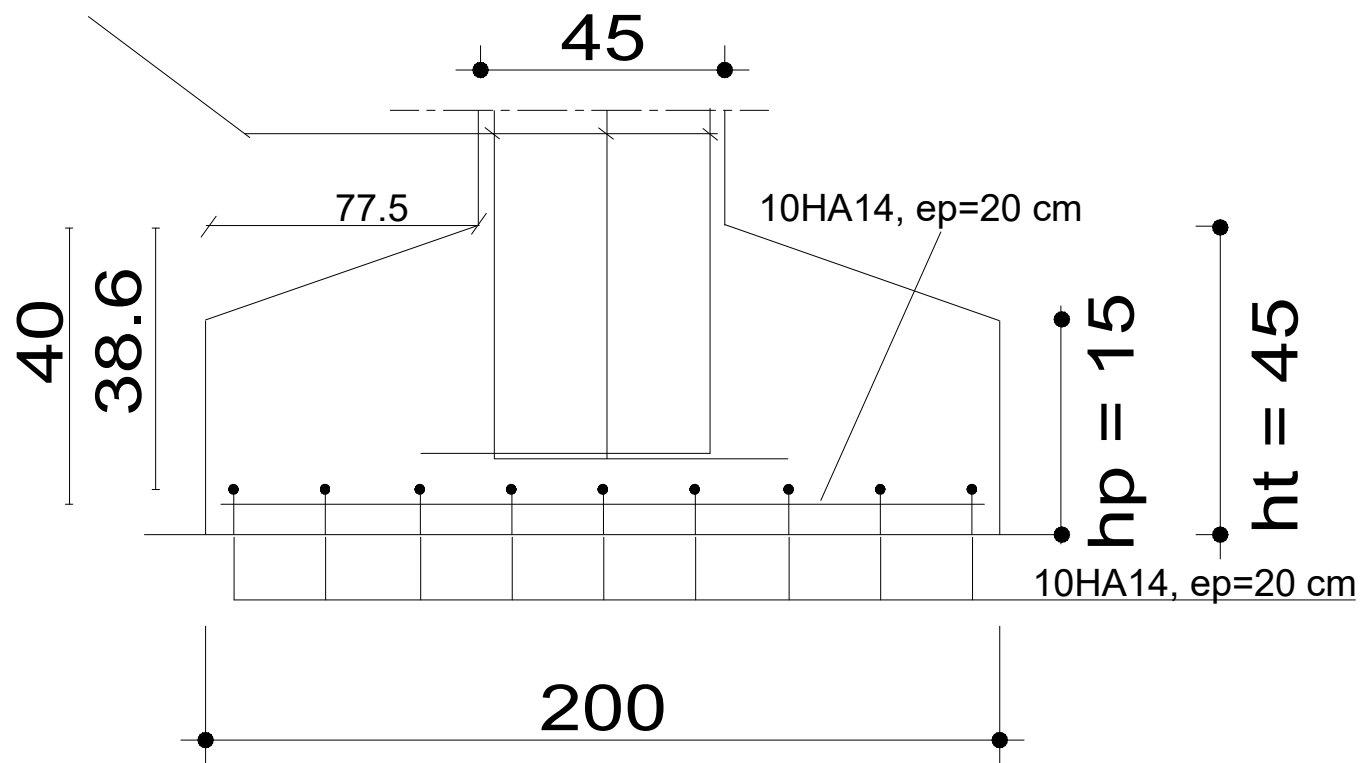
COUPE DE POTEAUX (40 x 40)



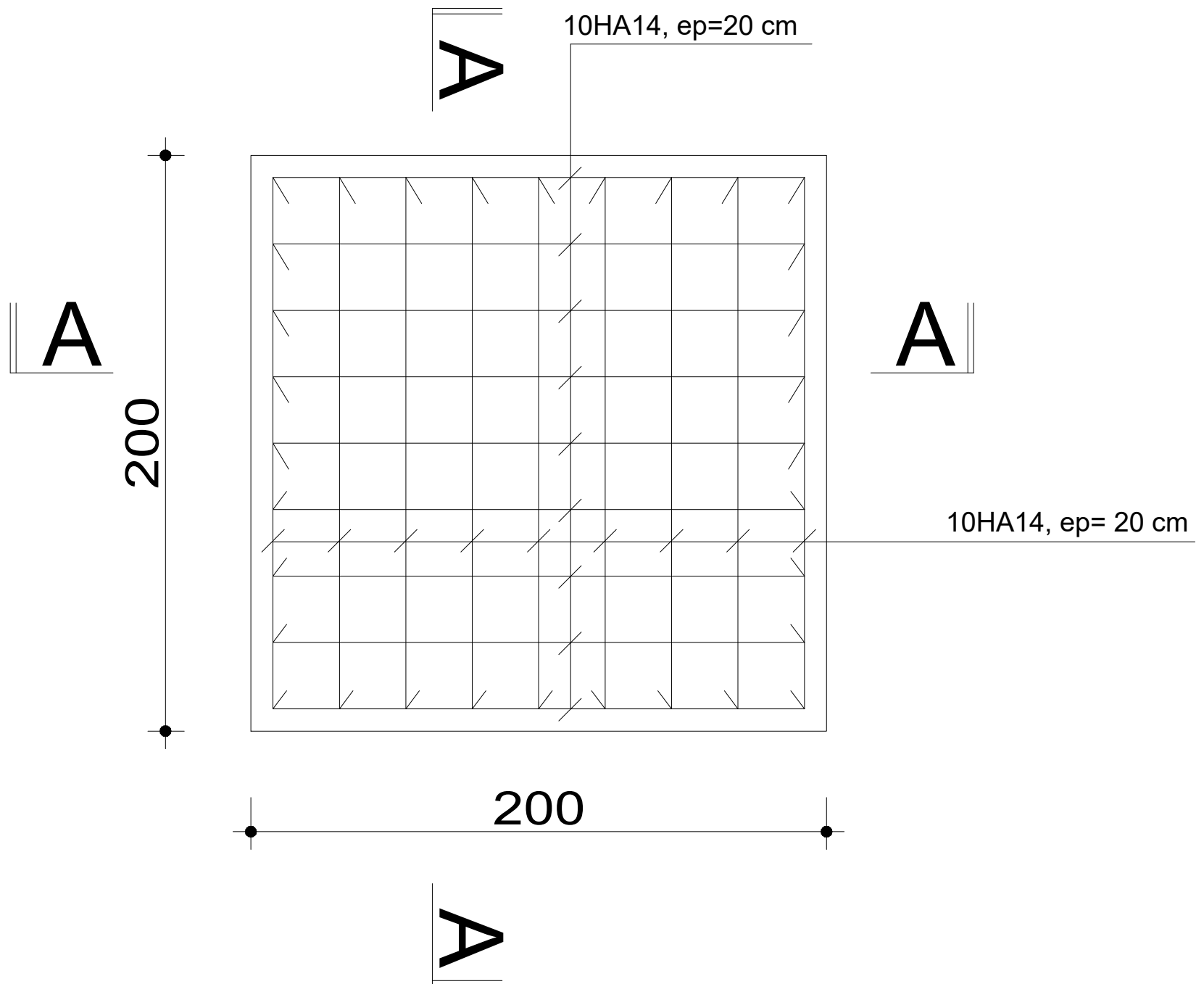
COUPE DE POTEAUX (45 x 45)

FERRAILLAGE DE POTEAUX

3HA16 + 3HA12

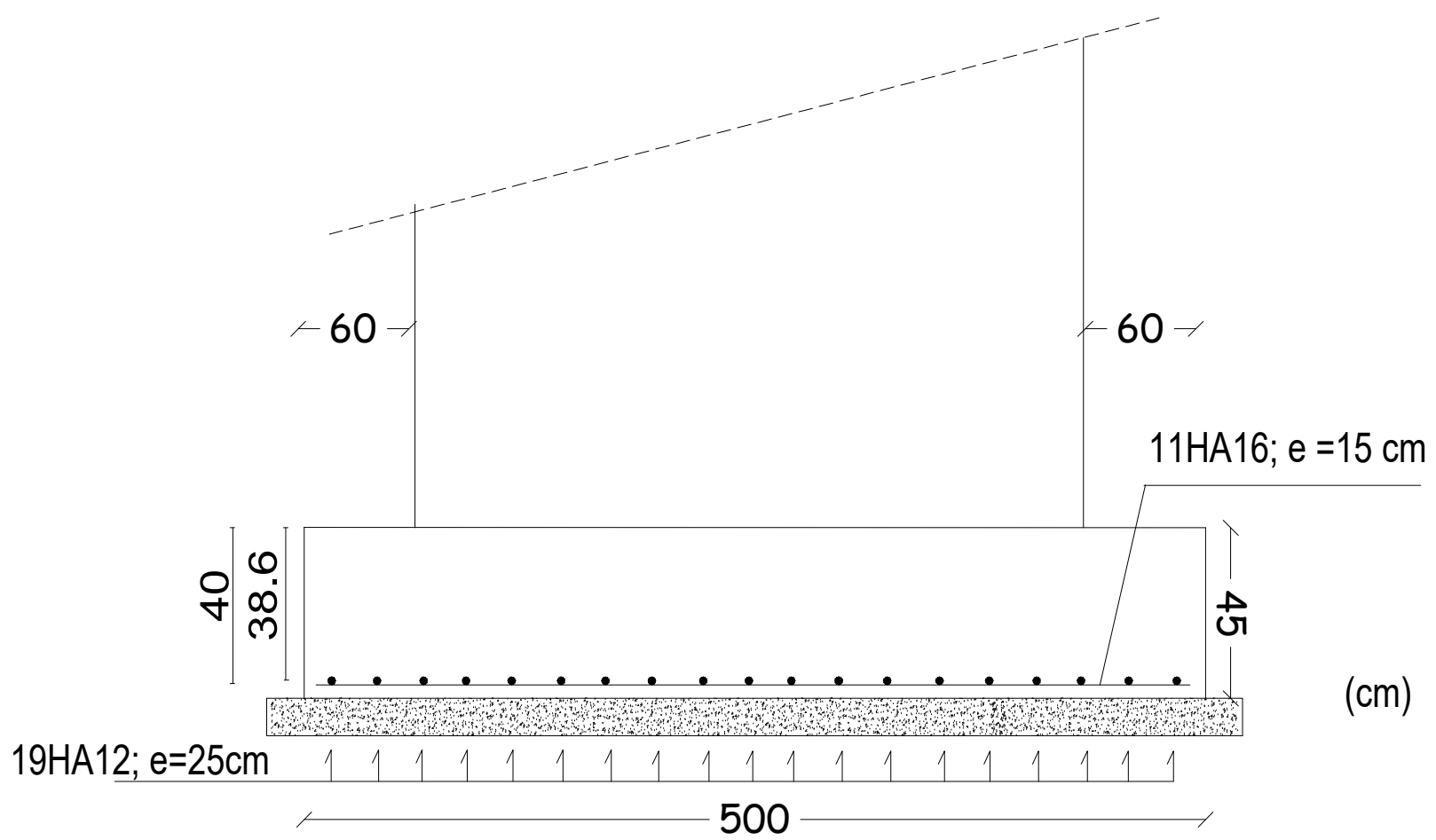


(a) COUPE A-A

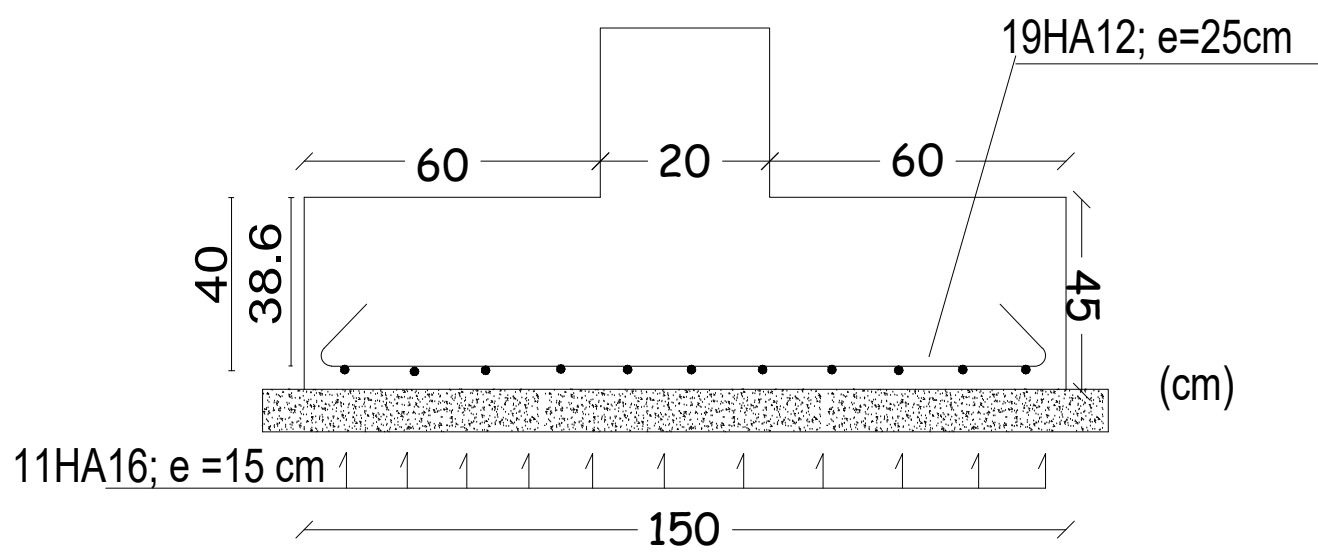


(b) Vue en plan

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ISOLIE



FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE LA SEMELLE SOUS VOILE (v2-3)



FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA SEMELLE SOUS VOILE (v2-3)

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS VOILE (V2-3)

Références et bibliographie

- Logiciel SOCOTEC ;
SOCOTEC Département Central Informatique 3, avenue du Centre 78182 Saint Quentin en Yvelines Cedex.
- DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48 ; Règles parasismiques algériennes : RPA 99 / VERSION 2003.
- Cours de béton armé B.A.E.L 91 ; calcul des éléments simple et des structures de bâtiments ; Jean-Pierre Mougín ; Editions BERTI 1994.
- Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8).
- Andre Coin, Ossatures des bâtiments, Edition EYROLLES, 1999.
- Pierre Charon, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 80 ; Editions Eyrolles 1981.
- Auto Cad 2016.
- ETABS Nonlinear version 9.6.0, Extended 3D Analysis of building systems ; Computers and structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley, CA 94704.
- DTR BC2.2; Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.