



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.**

Thème

**Étude d'une structure (RDC+8) à
usage d'habitation et Commercial
contreventé par voiles et portiques
modélisé avec logiciel ETABS**

Étudié par:

M^{elle}: ARKOUB THIZIRI

Dirigé par :

M^r: ATLAOUI

Année 2020/2021

Remerciements

A l'issu de ce travail, on remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Monsieur ATLAOUI. On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, et sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant ma préparation de ce mémoire. Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous mes professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ses années, une expérience inoubliable et heureuse.

« Certes, il y'a des travaux pénibles ; mais la joie de la réussite n'a-t-elle pas à compenser nos douleurs ? »

Jean de la bruyère

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon papa.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur , maman que j'adore.

A Mes chers frères Sofiane, Idris et Walid, mon adorable sœur Hayat qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude, mes aimables amis(es) : Katia, Houda, Sofiane, Brahim, Thanina...

A toute la famille Arkoub et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible.

A toute la promotion Master professionnelle (C.C.I 2020/2021).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage01

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments15

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1 L'acrotère.....37

III-2 poutre de chaînage.....45

III-3 Les balcons.....55

III-4 La dalle salle machine.....62

III-5 Les planchers.....75

III-6 Les escaliers.....101

III-7 Poutre palière.....120

Chapitre IV: Étude de contreventement.....132

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA.....148

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI-1Ferrailage des poteaux.....174

VI-2Ferrailage des poutres188

VI-3Ferrailage des voiles201

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure209

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I-1: Plancher en corps creux.

Figure I-2 : Coupe verticale de la maçonnerie.

Figure I-3 : Coupe verticale d'un escalier.

Figure I-4 : Coffrage en bois.

Figure I-5: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

Figure I-6 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELS).

Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.

Figure II-1 : Plancher en corps creux.

Figure II-2 : Coupe verticale du plancher corps creux.

Figure II-3 : Plancher en dalle pleine.

Figure II-4 : Dimensions de la poutre principale.

Figure II-5 : Dimensions de la poutre secondaire.

Figure II-6 : Coupe de voile en élévation (RPA99/2003).

Figure II-7 : Coupe vertical des types des voiles en plan.

Figure II-8 : Coffrage des poteaux.

Figure II-9 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Figure II-10 : Coupe verticale du plancher de l'étage courant.

Figure II-11 : Coupe verticale du mur extérieur.

Figure II-12 : Coupe verticale du mur intérieur.

Figure II-13 : Coupe verticale de la dalle pleine.

Figure II-14:Surface revenante au poteau.

Figure II-15 : Loi de la dégression de charge.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes.

Figure III-3 : schéma de calcul de l'acrotère.

Figure III-4 : Dimensions de la poutre chaînage.

Figure III-5 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

Figure III-6 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

Figure III-7 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

Figure III-8 : Coupe verticale d'un balcon.

Figure III-9 : Schéma statique du balcon.

Figure III-10 : Disposition des armatures principales du balcon.

Figure III-11 : Schéma d'Ascenseur.

Figure III-12 : Répartition des moments.

Figure III-13 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

Figure III-14 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Figure III-15 : Armatures de l'hourdis.

Figure III-16 : schéma descriptif de la poutrelle.

Figure III-17 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Figure III-18 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-19 : Dimensionnement de la section rectangulaire.

Figure III-20 : Construction de la section en Té.

Figure III-21 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-22: Diagramme des moments.

Figure III-23 : Diagramme des moments fléchissant dans la travée.

Figure III-24: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III-25 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-26 : Diagramme des moments.

Figure III-27 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (2^{ème} type).

Figure III-28: Section triangulaire de la poutrelle.

Figure III-29 : Constituant d'un escalier.

Figure III-30 : Schéma statique des escaliers.

Figure III-31: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Figure III-32 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III-33 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Figure III-34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III-35 : Dimensions de la poutre palière.

Figure III-36 : Dimensions de la poutre palière.

Figure III-37 : Dimensions de la poutre palière.

Figure III-38 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III-39 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

CHAPITRE IV : Étude de contreventement.

Figure IV-1 : Identification des paramètres.

Figure IV-2 : vue en plan en coupe des refends.

Figure IV-3: Diagramme des moments des aires.

Figure IV-4 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Figure VI-1 : délimitation de la zone nodale.

Figure VI-2 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

Figure VI-3 : Disposition des armatures S.D.A.

Figure VI-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

CHAPITRE VII : Étude de l'infrastructure.

Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation.

Figure VII-2 : Coupe vertical d'un radier.

Figure VII-3 : Diagramme des contraintes.

Figure VII-5: Entre axe du panneau le plus sollicité.

Figure VII-6 : Schéma statique du débord.

Figure VII-7: Répartition trapézoïdale.

Figure VII-8: Présentation du chargement simplifié.

Figure VII-9: Répartition triangulaire.

Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

Figure VII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens X-X.

Figure VII-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X

Figure VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

Figure VII-14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

Figure VII-15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I-1: Caractéristiques des aciers.

Tableau I-2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II-1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

Tableau II-3 : Charges revenant aux murs extérieurs.

Tableau II-4: Charges permanentes des murs intérieurs.

Tableau II-5 : Charges permanentes de la dalle pleine.

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Tableau II-7 : Poids propre es planchers poutres-poteaux.

Tableau II-8 : Charges d'exploitation des différents planchers.

Tableau II-9 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

Tableau II-10 : Descentes des charges pour les poteaux.

Tableau II-11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99/2003.

Tableau II-12 : vérification de flambement des poteaux.

Tableau II-13 : Récapitulatif des résultats.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III-1 : Charge permanentes des balcons.

Tableau III-2 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Tableau III-3 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Tableau III-4 : Charge permanentes de la paillasse.

Tableau III-5: Charge permanentes du palier.

CHAPITRE IV : Étude de contreventement.

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Tableau IV-5 : Rigidités relative des portiques dans le sens longitudinal.

Tableau IV-6: Rigidité relative des portiques dans le sens transversal.

Tableau IV-7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

Tableau IV-8 : Inertie des voiles dans le sens transversal.

Tableau IV-9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Tableau IV-10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Tableau IV-12 : Résumé des inerties fictives des portiques.

Tableau IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.

Tableau IV-14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal.

CHAPITRE V : Modélisation et vérification des exigences de L'RPA.

Tableau V-1 : Justification des masses participantes.

Tableau V-2: Justification de la période.

Tableau V-3 : Valeurs du coefficient C_T .

Tableau V-4 : Vérification de l'excentricité théorique.

Tableau V-5 : Récapitulatif des valeurs de A.

Tableau V-6 : Périodes caractéristiques.

Tableau V-7 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.

Tableau V-8 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Tableau V-9 : Vérification de l'effort normal.

Tableau V-10: Vérification des déplacements inter étages.

Tableau V-11 : Vérification de l'effet $P\Delta$.

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau VI-1 : Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.

Tableau VI-2: Calcul du ferrailage pour les poteaux dans le sens longitudinal.

Tableau VI-3: Calcul du ferrailage pour les poteaux dans le sens transversal.

Tableau VI-4: Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VI-6: Vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS dans le sens longitudinal.

Tableau VI-7 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS dans le sens transversal.

Tableau VI-8 : Section des armatures longitudinales.

Tableau VI-9: ferrailage des poutres principales en travée en situation courante.

Tableau VI-10: ferrailage des poutres principales en appuis en situation accidentelle

Tableau VI-11: ferrailage des poutres secondaires en travée en situation courante.

Tableau VI-12: ferrailage des poutres secondaires en appuis en situation accidentelle.

Tableau VI-13: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI-14: Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres principales en travée.

Tableau VI-15 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres principales en appuis.

Tableau VI-16 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres secondaires en travée.

Tableau VI-17 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres secondaires en appuis.

Tableau VI-18 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

Tableau VI-19 : ferrailage des voiles de 1.5 m

Tableau VI-20: ferrailage des voiles de 2.5 m

Tableau VI-21 : ferrailage des voiles de 1.8 m.

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

Tableau VII-1 : Surface de la semelle filante sous les voiles longitudinaux.

Tableau VII-2 : Surface de la semelle filante sous les voiles transversaux.

Tableau VII-3 : Détermination de la résultante des charges L'ELS.

Tableau VII-4 : Calcul des moments.

Tableau VII-5 : vérification de la condition de résistance.

Tableau VII-6 : ferrailage de radier.

Tableau VII-7 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableau VII-8 : vérification des contraintes dans le béton.

Tableau VII-9 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal.

Tableau VII-10 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversal.

Tableau VII-11 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VII-12 : Calcul du ferrailage de la nervure.

Tableau VII-13 : Calcul de la condition du non fragilité.

Tableau VII-13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Introduction général

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitations d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure 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 de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi-Ouzou) qui a malheureusement causé d'énorme pertes tant qu'humaines que 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.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, 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.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

CHAPITRE I:

Présentation de L'ouvrage

I-1- Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :
Ses différentes caractéristiques géométriques (La longueur, la largeur et la hauteur totale de bâtiment).

Ses éléments constitutifs (Les éléments structuraux et non structuraux).

Les caractéristiques mécaniques des matériaux. La réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol

I-2- Présentation de projet :

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (RDC +8 étages) à usage mixte habitation et commercial .Ce bâtiment est implantée dans une zone qui est classée selon le RPA99/version 2003 comme étant zone de moyenne sismicité (Zone II_a).

I-3- Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

-Un RDC usage commerciale et habitation.

-Une cage d'ascenseur.

-Une cage d'escalier.

-8 étages courants habitation.

I-4-Dimension en élévation :

-Hauteur de RDC **H= 4.08 m**

-Hauteur des étages courants **H= 3.06 m**

-Hauteur de l'acrotère **H= 0.60 m**

-longueur totale **L= 21.90 m**

-Largeur totale **L= 21.75 m**

I-5-Données du site :

-Zone moyenne sismicité

-Groupe d'usage 2

-Contrainte admissible du sol 2 bars

I-6- Éléments de l'ouvrage :

I-6-1- Ossature :

Le contreventement du bâtiment est à ossature composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversale et longitudinale longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I-6-2- Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.

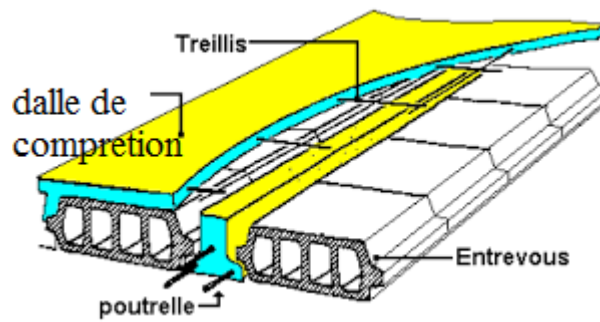


Figure I-1 : Plancher en corps creux.

Le plancher assure deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- **Fonction d'isolation** :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans ce projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : il est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- **Plancher en dalle pleine** : coulée sur place, constituée en béton armé posé directement sur les poteaux.

I-6-3- Maçonnerie :

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment,... etc).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs, à simple et à double cloisons.

Dans cette structure on a :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** : sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

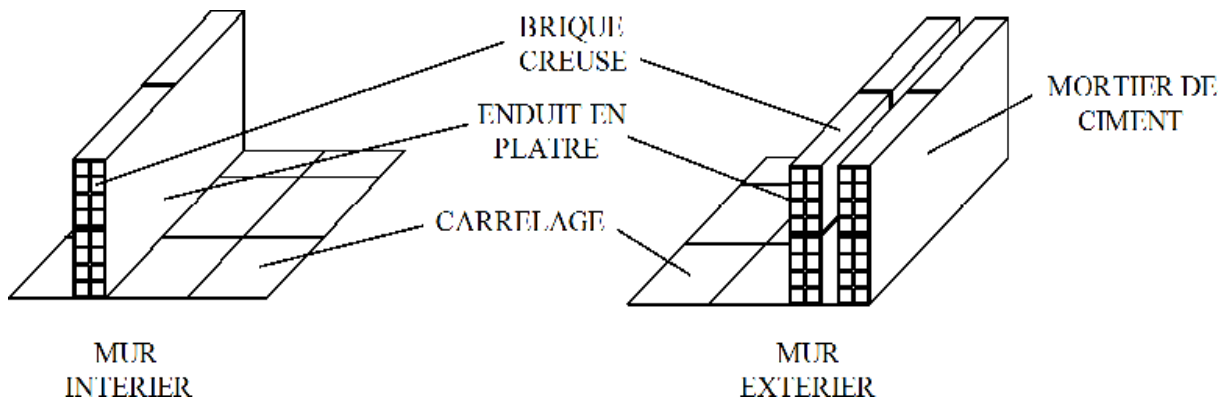


Figure I-2 : Coupe verticale de la maçonnerie.

I-6-4- Les revêtements :

- **Horizontal** :
-Carrelage pour les planchers et escaliers.
- **Vertical** :
-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

- Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façades

I-6-5- Les escaliers :

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas, on n'a qu'une cage d'escaliers qu'est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation. Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

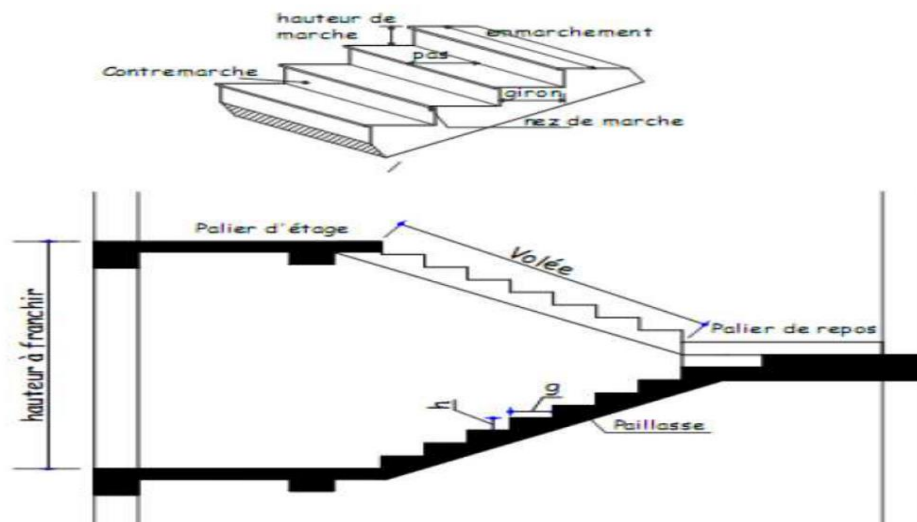


Figure I-3 : Coupe verticale d'un escalier.

I-6-6- La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé sur place elle est réalisée pour faciliter le déplacement d'un niveau à un autre.

I-6-7- Les balcons :

Les balcons seront réalisés en béton armé.

I-6-8- L'acrotère :

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

I-6-9- Les Fondations :

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I-6-10- La terrasse inaccessible :

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

I-6-11- Les voiles :

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

I-6-12- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

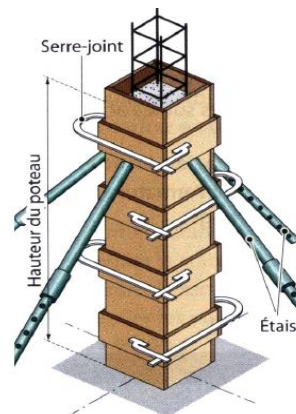


Figure I-4 : Coffrage en bois.

I-6-13- Porte à faux :

Ils sont considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, ils sont en corps creux.

Le garde-corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1,20m.

I-7- Réglementation utilisée:

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation).

I-8- Les états limitent du béton :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en servira pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégorie.

I-8-1- État limite ultime de résistance :

C'est un état qui conduit à la ruine de l'ouvrage soit par :

- perte de l'équilibre statique (basculement).
- perte de stabilité de forme (flambement).
- perte de résistance (rupture).

I-8-2- État limite de service :

Il correspond à un état au – delà duquel les conditions normale de durabilité ne sont plus satisfaites ; les déformations nécessaire pour attendre cet états sont relativement faible et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, ils comparent :

- la limite de compression de béton.
- la limite d'ouverture de fissuration.
- la déformation des éléments de construction (flèche).

I-9- Caractéristique des matériaux utilisés :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adopter pour conduire les calculs réglementaires.

A. Béton :

Le béton est un matériaux constitué par un mélange de ciment (litant hydraulique), granulats (sables et graviers) et d'adjuvants et de l'eau de gâchage, il est caractérisé de

point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible. sa résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage du ciment et la quantité de l'eau de gâchage et l'âge de béton, ce dernier sera conforme aux règles (**BAEL91 et RPA99 modifié en 2003**).

A titre indicatif le dosage courant par m³ de béton, est défini comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$), gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 1100L.
- Sable : 700L.
- Ciment : 300kg /1m³ de classe GPA 325.
- Eau de gâchage 150 à 200 L.

A.1 Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression..... (Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées99)**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 Jours d'âge, d'après des essais Sur des éprouvettes normalisées 16/32. Elle est notée f_{c28} .

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{4,76 + 0,83j} \text{ pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{1,4 + 0,95j} \text{ pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

- **Résistance à la traction (Art A.2.1 .12 BAEL91 modifiées99)**

La résistance à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \text{ (Mpa)} \longrightarrow \text{ pour } F_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$\text{D'où } F_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

Dans notre cas on a : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

A.2 Contrainte limites :

- **États limites :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité.

Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- État limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- État limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- État limite de stabilité de forme (non-flambement).

• **État limite ultime (ELU)..... (Art. A.4.3.41, BAEL 91)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPA}$$

Avec : γ_b = Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

0,85 devient 0,8 quand les conditions du bétonnage deviennent sévères.

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

$\theta = 1$, Si la durée d'application des actions est supérieure 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 28 jours on $F_{bc} = 14,2$ MPa en situation courante.

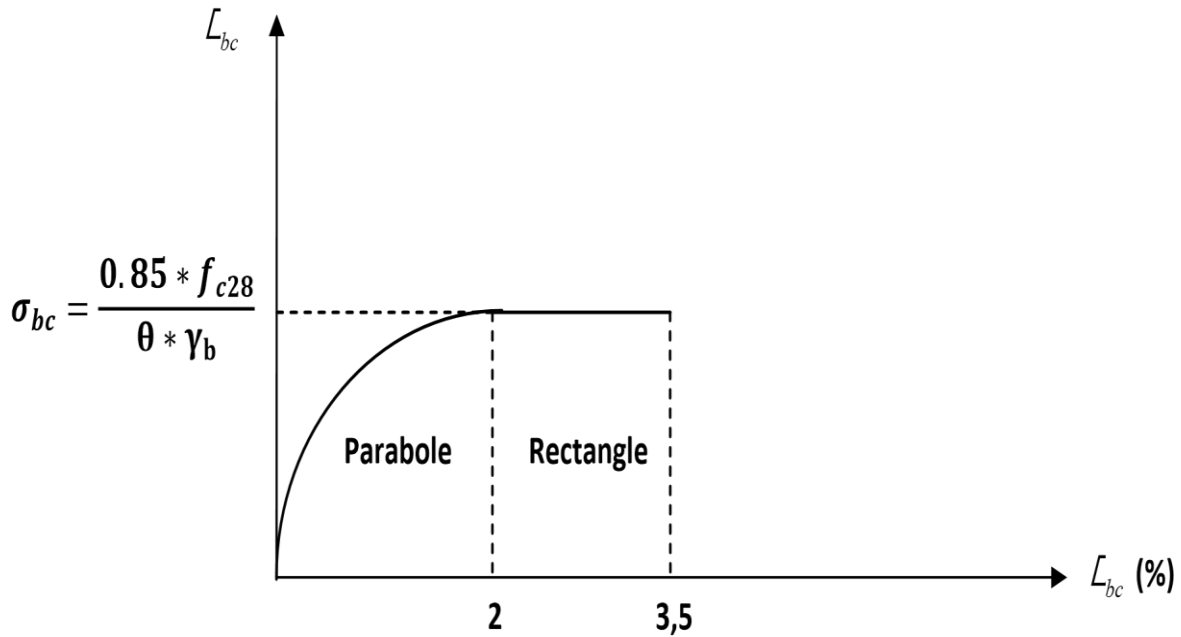


Figure I-5: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en Compression

; ε_{bc} : Déformation du béton en compression ; Pour :

$\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke.

- **État limite de service (ELS).....(Art. A.4.5.2, BAEL 91)**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cjD}, \text{ où } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

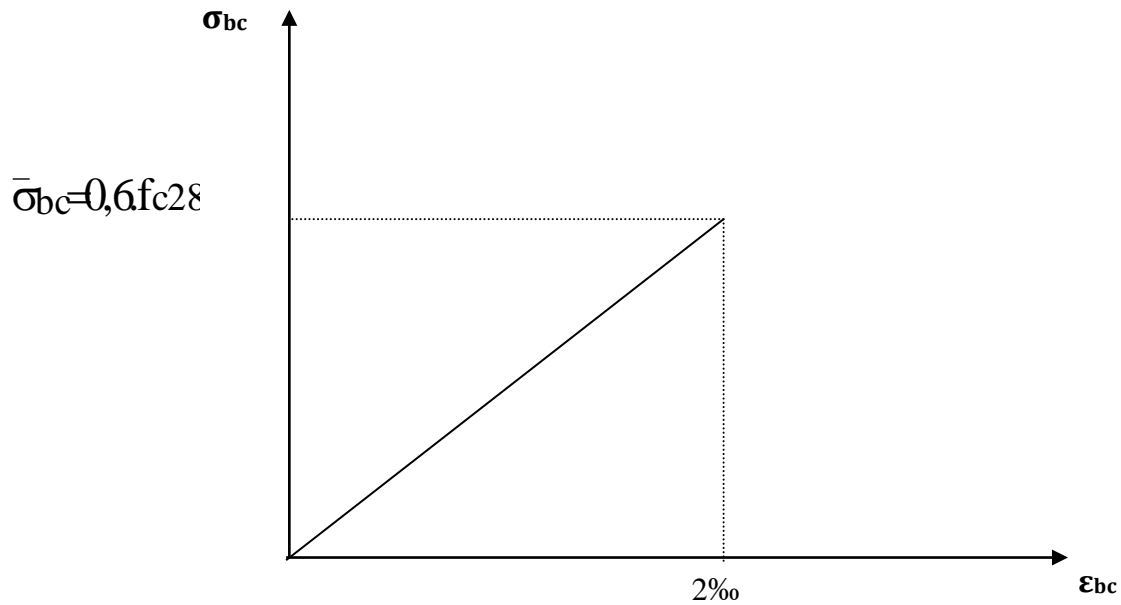


Figure I-6 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELS).

- **Contrainte limite ultime de cisaillement** :(Art A.5.1.1 BAEL 91/99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

- **Module d'élasticité** :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendré par celle-ci selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue de type de module de déformation:

- **Module de déformation longitudinale instantanée :..... (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$.

Pour $f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :.....(Art A.2.1 .22 BAEL 91 /99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_v = 10819 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité transversale :**

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

avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson :..... (art A-213 BAEL 91/99)**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS).}$$

$$\nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU).}$$

B. L'Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL 520($\Phi < 6$)	TS	520	1,3	1

Tableau I-1: Caractéristiques des aciers.

B.1 Les caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisées :

- **Module d'élasticité :**.....(art A 2.2.1 BAEL91/99)

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa pour tous les aciers utilisés.

- **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.2 Les contraintes dans les aciers :

- **Contrainte limite de calcul (ELU) :**..... (art A 4.3.2 BAEL91/99)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, elles sont utilisées jusqu' à leurs limites d'élasticités.

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st}=348$ MPa	$\sigma_{st}=400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st}=452$ MPa	$\sigma_{st}=500$ MPa

Tableau I-2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

- **Diagramme contrainte-déformation de calcul :..... (Art A.2.2.20/BAEL 91)**

Le diagramme contraintes-déformation à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

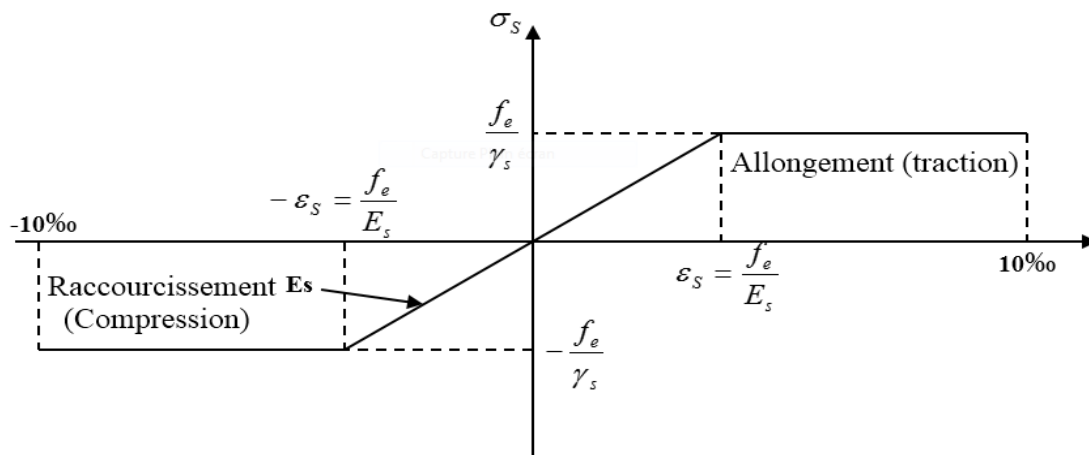


Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

- **État limite service (ELS) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

- a. **Fissuration peu nuisible :..... (BAEL91 /99Art 4-5-32)**

La fissuration est considéré comme peu préjudiciable ou peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- b. **Fissuration préjudiciable :(BAEL91/99Art 4-5-33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \eta f_{tj} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{ pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

c. Fissuration très préjudiciable :..... (BAEL91 /99 Art 4-5.3.4)

Les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou ils doivent assurer une étanchéité parfaite. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{r_{f_{ij}}} \right\}$$

• Protection des armatures (enrobage) (Art A 7.1 BAEL 91/99).

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adapte les valeurs suivantes :

- **c ≥ 5cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constructifs de notre Structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE II:

Pré-

Dimensionnement

Des éléments

II-1- Introduction :

Après avoir définie les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au dimensionnement des éléments porteurs de la structure à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles, les poteaux.

. On prend comme référence le règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003) et les bases de (BAEL91/ 99) ainsi que le DTR- B.C.2.2 « charges permanentes et charges d'exploitations.

Ainsi, les éléments de la structure à dimensionner sont :

- Planchers.
- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

II-2- Pr é-dimensionnement des planchers:

Le planchers est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d' un bâtiment ,capable de supporter des charges permanentes, les surcharges horizontales et Verticales , et de les transmettre au éléments porteurs (voiles , poteaux , poutres) .

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux
- Dalle pleine

II-2-1- Plancher à corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression. Ils reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant selon le sens delà la plus petite portée.

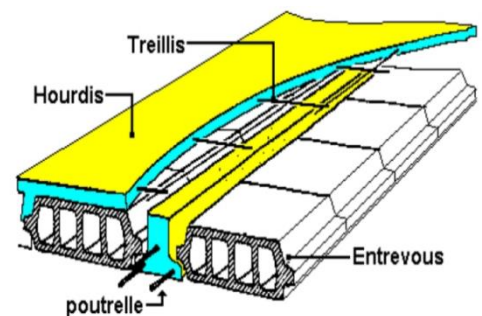


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivant :

$$H_t \geq \frac{L_{\max}}{225} \text{ (Article B.6.8, 4 24/BAEL 91/99)}$$

Avec :

- H_t : Épaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher) .

- L_{\max} : longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$ avec $L_{\max} = 390 \text{ cm}$.

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{365}{22.5} = 16 \text{ cm.}$$

Ainsi, on adopte pour un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

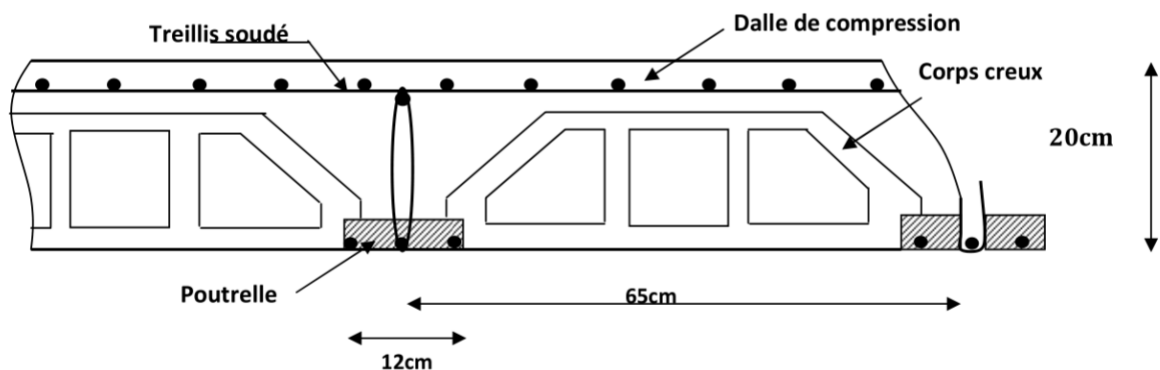


Figure II-2 : Coupe verticale du plancher corps creux.

I-2-2- Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.

- La résistance au feu.

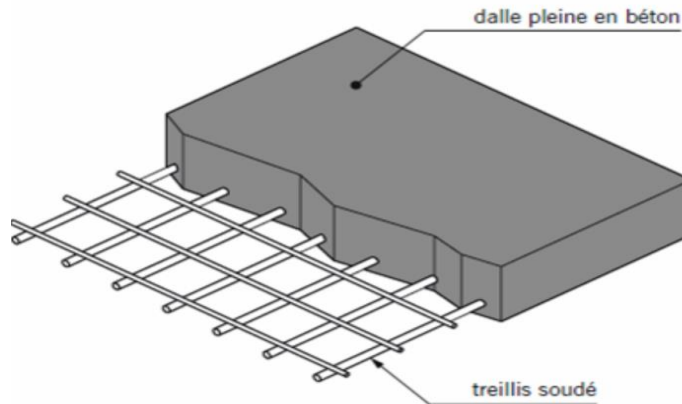


Figure II-3 : Plancher en dalle pleine.

1. **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$

L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1.20 \text{ m}$

$e \geq 1.20/10 = 0.12\text{m} = 12 \text{ cm}$ \implies en prend $e=15\text{cm}$

2. **Condition de résistance au feu :**

Cette condition permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle, afin d'assurer une protection vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e_p = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e_p = 11\text{cm}$pour 2 heures de coup de feu.
- $e_p = 15\text{cm}$pour 3 heures de coup de feu.

D'après l'article **G.R.8** du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres....) soit au moins de deux heures. On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article, $e = 15\text{cm}$.

3. **Condition de L'isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max (11, 14, 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II-3- Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils sont destinés à supporter les charge et surcharges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 modifié 99**) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

- **Hauteur h_t** : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$.
- **Largeur b** : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$.

Avec :

L_{max} : distance maximale entre axes d'appuis dans le sens considéré.

H : Hauteur totale de la poutre

Les dimensionnes doivent respecter **les conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)** :

- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Le rapport $h / b \leq 4$.

Dans les constructions en béton armée, on Distingue deux types de poutres :

II-3-1- Les poutres principales :

Se sont des poutres perpendiculaires aux poutrelles, elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux

Hauteur h :

$$L_{max}=430-25=405\text{cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq ht \leq \frac{405}{10}$$

$$27 \leq ht \leq 40.5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{ht=40\text{cm.}}$$

La Largeur b :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

RPA 2003 : (Art 7-5)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad 35/30=1.16 \leq 4 \quad \dots \dots \dots \quad \mathbf{Condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9e.}}$$

II-3-2- Les poutres secondaires :

Se sont des poutres parall\u00e8les aux poutrelles, elles assurent le chainage.

$$L_{max}=390-25=365\text{cm.}$$

La Hauteur h : $\frac{365}{15} \leq ht \leq \frac{365}{10}$

$$24.33 \leq ht \leq 36.5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{ht=35\text{cm.}}$$

La Largeur b : $h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

RPA 2003 : (Art 7-5)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 35/30 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les poutres principale :(30x40) cm.

Les poutres secondaires : (30x35) cm.

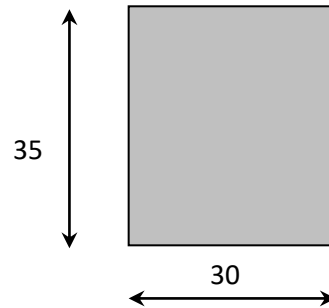
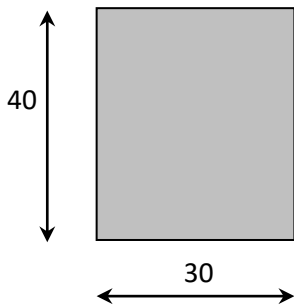


Figure II-4 : Dimensions de la poutre principale. Figure II-5 : Dimensions de la poutre secondaire.

II-4- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales, d’une autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à (l’Article 7.7.1. du RPA99 version 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition

$L_{min} \geq 4a$

- L’épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} \right).$

Avec :

h_e : La hauteur libre d’étage

a : épaisseur des voiles.

L : La longueur min des voiles.

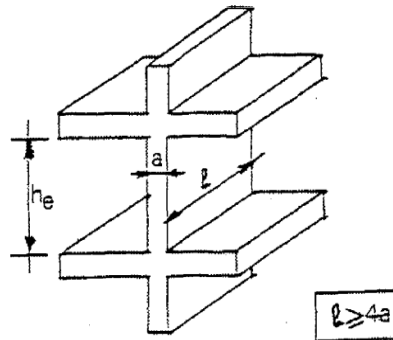


Figure II-6 : Coupe de voile en élévation (RPA99/2003).

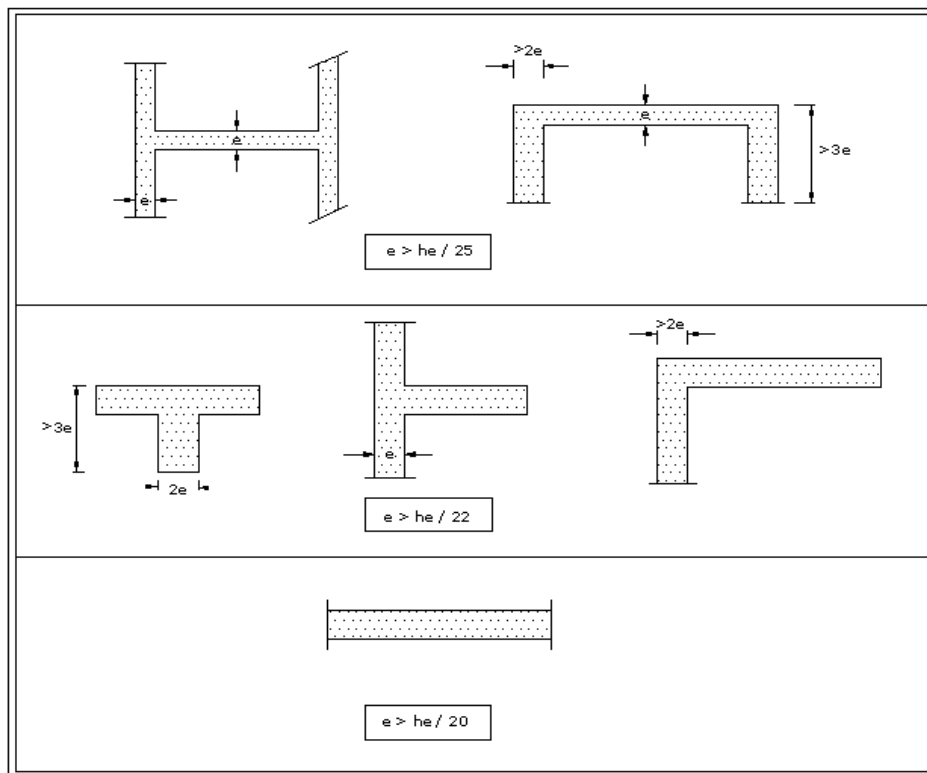


Figure II-7 : Coupe vertical des types des voiles en plan.

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

- **Au niveau du rez-de chaussée : h=408 cm**
- $He = 408 - 20 = 388\text{cm}$
- $a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{cm}$

- On opte pour une épaisseur **a=20cm**
- $a_{min} \geq 15cm \rightarrow 20cm > 15 cm \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $L_{min} \geq 4a \rightarrow 120cm \geq 4 \times 20 = 80cm \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Au niveau des étages courants : h=306cm**

- $H_e = 306 - 20 = 286cm$
- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3cm$
- On opte pour une épaisseur **a=20cm**
- $a_{min} \geq 15cm \rightarrow 20cm > 15 cm \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $L_{min} \geq 4a \rightarrow 120cm \geq 4 \times 20 = 80cm \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

II-5- Pré-dimensionnement des Poteaux :

Les Poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation et cite dernière les transmettent au sol.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS (État Limite de Service) en compression simple, selon la combinaison $N_s = G + Q$, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N .

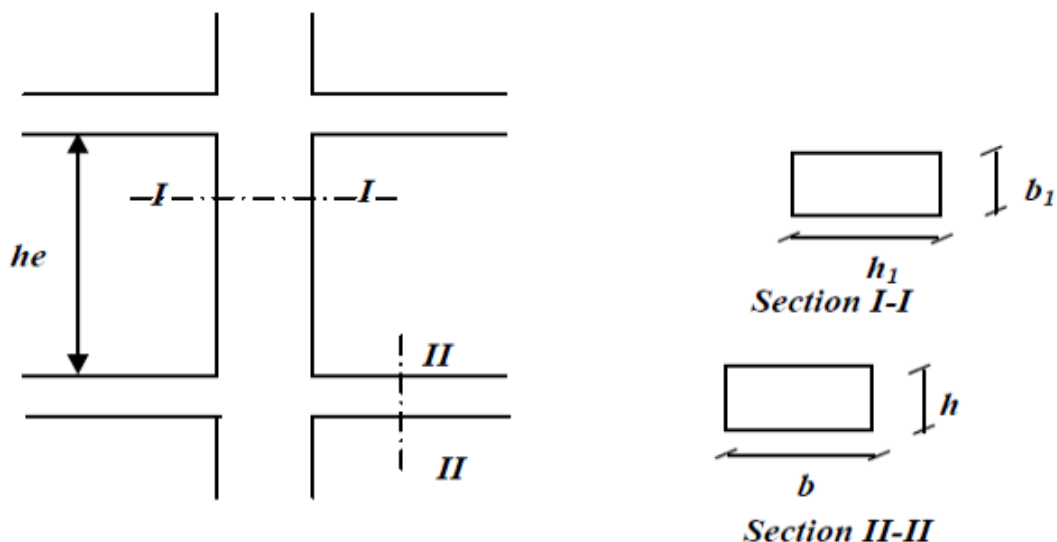


Figure II-8 : Coffrage des poteaux.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $A \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$

Avec: $Ns = G + Q$

Soit :

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton

Ns : Effort normal de compression à la base du poteau,

A : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}} = 1,5 \text{ kN / cm}^2$.

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h_1) $\geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa.
- Min (b_1, h_1) $\geq 30 \text{ cm}$ en zone III et IIb.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

II-5- Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B .C.2.2**).

A. Charges permanentes « G » :

- Plancher terrasse (Inaccessible)

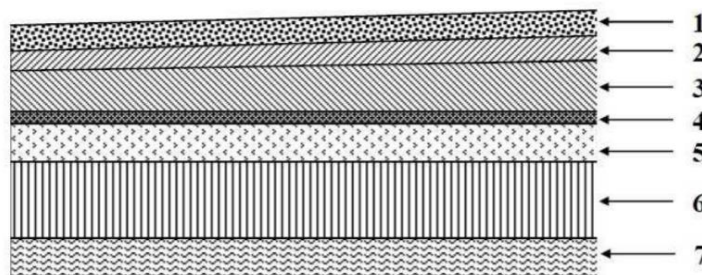


Figure II-9 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
4. Isolation thermique	0.04	04	0.16
5. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7. Feuille polyane	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			5.68kN/m²

Tableau II-1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

- Plancher de l'étage courant :

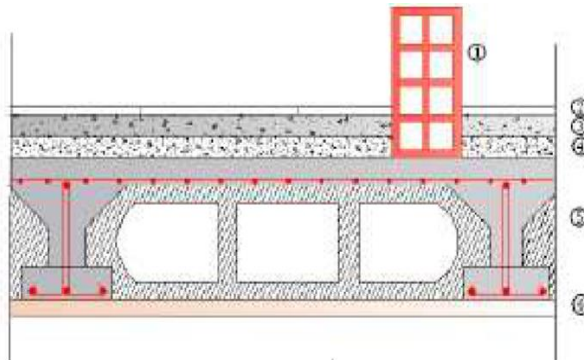


Figure II-10 : Coupe verticale du plancher de l'étage courant.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en corps creux)	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
G_{tot} = 5.24 (kN/ m²)				

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

- Maçonnerie :
- Mur extérieure :

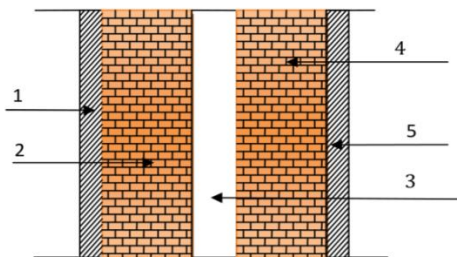


Figure II-11 : Coupe verticale du mur extérieur.

N°	Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
6	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
$Gm = 2.40 \text{ (kN m}^2\text{)}$				

Tableau II-3 : Charges revenant aux murs extérieurs.

• Mur intérieur :

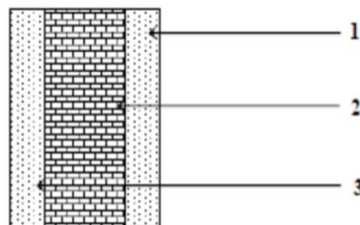


Figure II-12 : Coupe verticale du mur intérieur

N°	Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				$G_{tot} = 1.3 \text{ kN/m}^2$

Tableau II-4: Charges permanentes des murs intérieurs.

• Dalles pleines :

Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et hall d'ascenseur).

Matériaux	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.03	20	0.60
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.2	20	0.40
G tot =			5.51 kN/ m²

Tableau II-5 : Charges permanentes de la dalle pleine.

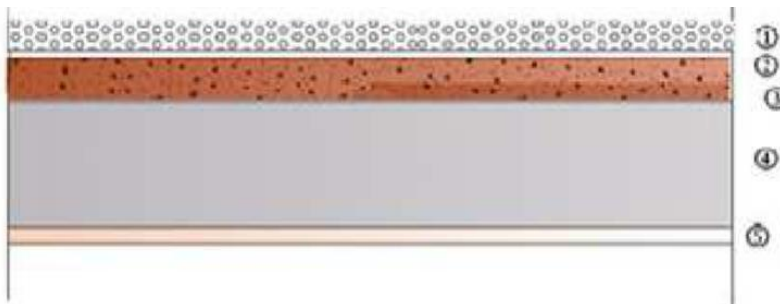


Figure II-13 : Coupe verticale de la dalle pleine.

B. Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Les éléments de la structure	Surcharge KN/m ²
Planchers terrasse inaccessible	1.00
Planchers étages courants a usage habitations	1.50
Planchers à usage commercial	2.50
Balcon	3.50
Acrotère	1.00
Escalier et hall d'ascenseur	2.50

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

II-6- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité:

- Surface d'influence de poteau le plus sollicité :

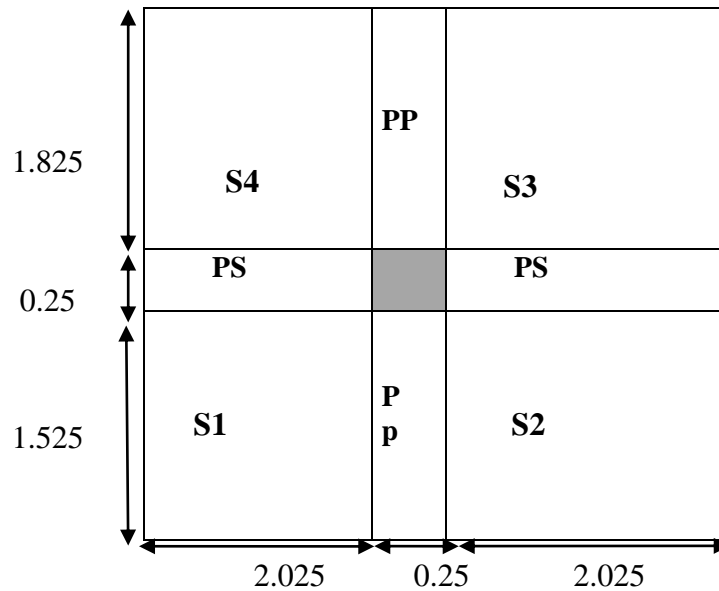


Figure II-14:Surface revenante au poteau.

$$S=S1+S2+S3+S4$$

Avec **S**: la section total

$$S1=1.525 \times 2.025 = 3.08 \text{ m}^2$$

$$S2=1.525 \times 2.025 = 3.08 \text{ m}^2$$

$$S3=1.825 \times 2.025 = 3.69 \text{ m}^2$$

$$S4=1.825 \times 2.025 = 3.69 \text{ m}^2$$

$$S=3.08+3.08 +3.69+3.69 =13.54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{total}}=13.54 \text{ m}^2$$

	Éléments	Poids propre des éléments
Poids de plancher	Plancher terrasse inaccessible	$5.68 \times 13.54 = 76.90$ KN
	Plancher étage courant	$5.24 \times 13.54 = 70.94$ KN
Poids des poutres	Poutres principales (30x40)	$(2.025 + 2.025) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.5$ KN
	Poutres secondaires (30x35)	$(1.825 + 1.525) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 8.79$ KN
Poids des poteaux	Poteaux de RDC	$0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375$ KN
	Poteaux étage courant	$0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781$ KN

$P_{pot} = S \times h_{pot} \times \rho_b$

S : section de Poteau en zone IIa ≥ 25 cm
RPA99/ version 2003

ρ_b : poids volumique du béton (**25 kn/m^3**)

Tableau II-7 : Poids propre es planchers poutres-poteaux.

D-Les charges d’exploitations :

	Plancher étage courant	Charges d’exploitations
Les Planchers	Plancher terrasse	$Q_0 = 01 \times 13.54 = 13.54$ KN
	Plancher étage courant	$Q_2 \dots Q_8 = 1.5 \times 13.54 = 20.31$ KN
	Plancher de DRC	$Q_1 = 3.5 \times 13.54 = 47.39$ KN

Tableau II-8 : Charges d’exploitation des différents planchers.

II-7-Loi de dégression des surcharges :

Les règles du **BAEL91/92** nous imposent l’application de la dégression des surcharges d’exploitations, elle s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les diverses occupations peuvent être considérés comme indépendantes. Ceci peut tenir compte du la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Pour les bâtiments è usage habitation cette loi de dégression s’applique entièrement sur tous les niveaux, le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, et c’est le cas de notre structure.

La loi de la dégression des surcharges est comme suite :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

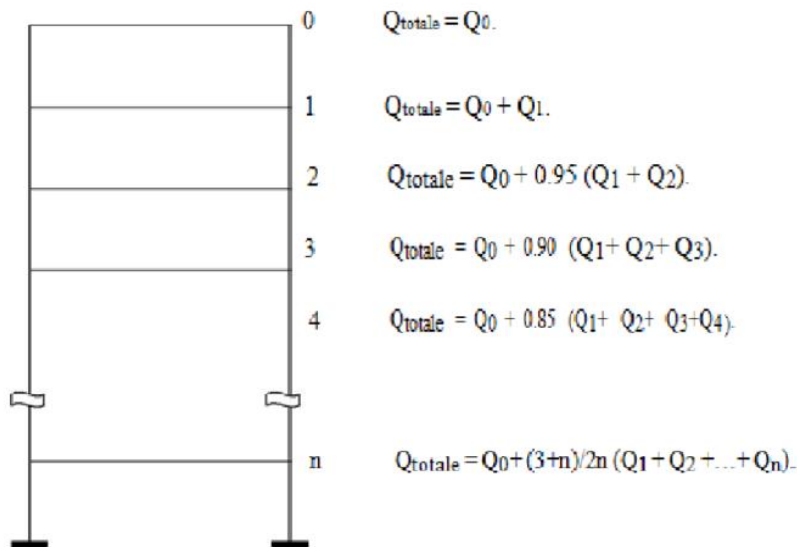


Figure II-15 : Loi de la dégression de charge.

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i.

n : numéro de l’étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687

Tableau II-9 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

- **Les surcharges cumulées** :

Niveau8 : $Q_0=13.54\text{KN}$

Niveau7 : $Q_0+ Q_1 =13.54+47.39= 60.93\text{KN}$

Niveau6 : $Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 13.54 + 0,95(47.39+20.31)=77.855\text{KN}$

Niveau5 : $Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 13.54+ 0,90(47.39+20.31+20.31)=92.749\text{KN}$

Niveau4 : $Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 13.54+ (47.39+3\times 20.31)=105.612\text{KN}$

Niveau3 : $Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 13.54+ 0,80(47.39+4\times 20.31)=142.17\text{KN}$

Niveau2 : $Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 13.54+ 0,75(47.39+5\times 20.31)=125.245\text{KN}$

Niveau1 : $Q_0+ 0,714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)=13.54+0,714(47.39+6\times 20.31)=134.384\text{KN}$

RDC : $Q_0+ 0,68(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)=13.54+ 0,687(47.39+7\times 20.31)=143.767\text{KN}$

Niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		N=G _c +Q _c	Section (cm ²)	
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	Gtotale (kN)	Gcumulée (kN)	Qtotale (kN)	Qcumulée (kN)		Trouvée (N/σ _{bc})	Adoptée
8	76.90	0	21.29	98.19	98.19	13.54	13.54	111.73	74.486	35X35
7	70.94	4.781	21.29	97.011	195.201	20.3	74.47	269.671	179.780	35X35
6	70.94	4.781	21.29	97.011	292.212	20.3	152.325	444.537	296.358	35X35
5	70.94	4.781	21.29	97.011	389.223	20.3	245.074	634.297	422.864	40X40
4	70.94	4.781	21.29	97.011	486.234	20.3	350.686	836.92	557.946	40X40
3	70.94	4.781	21.29	97.011	583.245	20.3	492.856	1076.101	717.400	40X40
2	70.94	4.781	21.29	97.011	680.256	20.3	618.101	1298.357	865.571	45X45
1	70.94	4.781	21.29	97.011	777.267	20.3	752.485	1529.752	1019.834	45X45
RDC	70.94	6.375	21.29	98.605	874.278	47.39	896.252	1770.53	1180.353	45X45

Tableau II-10 : Descentes des charges pour les poteaux.

Remarque:

On est passée d'une section de (25x25) à une section de (45x45) pour deux raisons :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

II-8-Vérification des règles du RPA 99/2003 :

D'après l'article 7.4.1 du RPA (vérification relative au coffrage) , liée à la zone IIa nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b,h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b,h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 45 \geq 25\text{cm}$.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \leq 45$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 45$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 35$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II-11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99/2003.

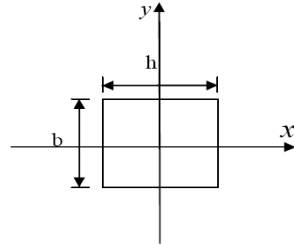
Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA version 2003**.

II-8-Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité élastique qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés, suite à l’influence défavorable des

Sollicitations qui se traduisent par un fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion).

- Cette instabilité dépend de :



- La longueur de flambement
- La section (caractéristiques géométriques)
- La nature des appuis

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit : $\lambda \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

l_0 : Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).

S : Section transversale du poteau ($S = b.h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

L_f : la longueur de flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 [1] nous suggère d'adopter $L_f = 0.7l_0$.

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

Poteaux	Vérification au flambement ($\lambda = 2.425 \frac{l_0}{h} \leq 50$).	
Poteaux du RDC à 2 ^{eme} étage	$\lambda = 2.425 \frac{4.08}{0.45} = 21.987 \leq 50$ $\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.45} = 16.49 \leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux du 3 ^{eme} à 5 ^{eme} étage	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.40} = 18.551 \leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux du 6 ^{eme} à 8 ^{eme} étage	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.35} = 21.201 \leq 50$	Condition vérifiée

Tableau II-12 : vérification de flambement des poteaux.

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifié, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes0 ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités.

CONCLUSION :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t=20\text{cm (16+4)}$
Épaisseur de la dalle pleine		$e = 20\text{cm}$
Voiles	RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC, et 1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau II-13 : Récapitulatif des résultats.

- Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

CHAPITRE III:
Calcul des éléments
Secondaires

III-1- INTRODUCTION :

Ce chapitre a pour principal objet le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles. On peut donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003.

Les éléments non structuraux sont :

- l'acrotère
- les escaliers
- la poutre palière
- les planchers
- les balcons et les porte à faux.
- la dalle de la salle machine

III-1-2- Calcul de l'acrotère :**III-1-2-1- Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ; L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (poussée latérale) $Q=1$ [KN/ml] non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement (Figure III-2).

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure (III-1) ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

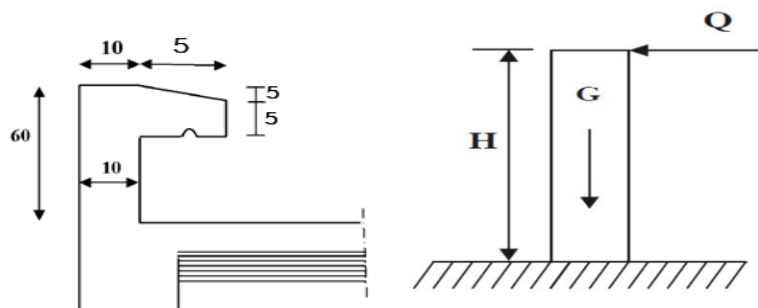


Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-1-2-2- Calcul des sollicitations :

- **Poids propre G de l'acrotère :**

$$G_{\text{acrotère}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acrotère}}$$

Avec:

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05) / 2 = 0.06625 \text{ m}^2$$

$$S = 0.06625 \text{ m}^2$$

Donc:

$$G = 0,06625 \times 25 = 1.656 \text{ kN/ml}$$

- **Effort normal :**

$$N = G = 1.656 \text{ KN/ml}$$

- **Effort horizontal :**

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

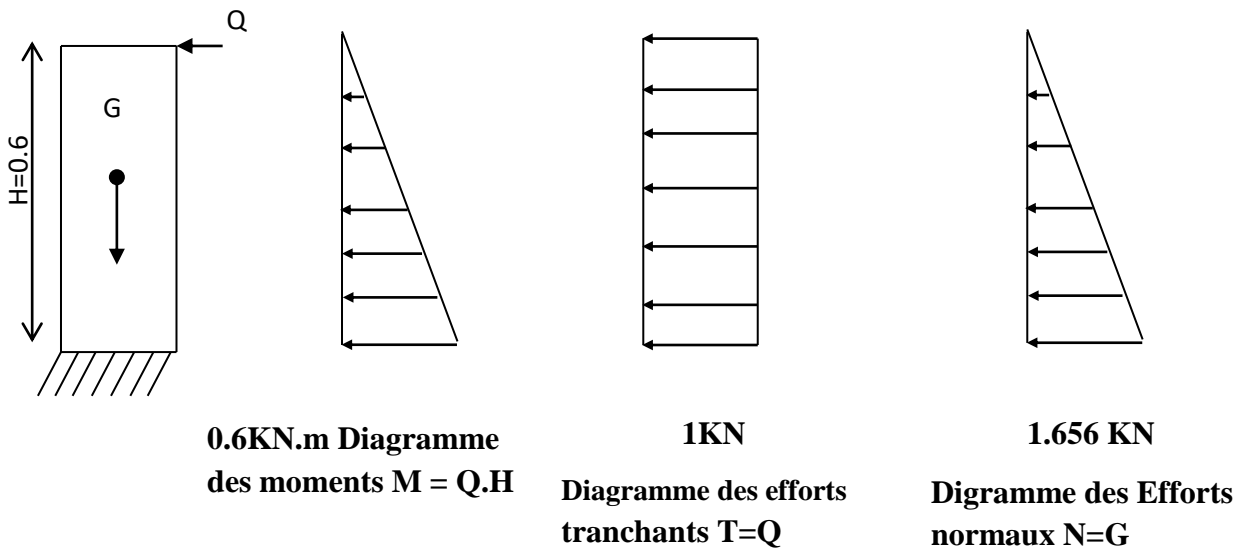


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes.

• Les Combinaison de charges:

➤ L'ELU :

- La combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$
- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1.656 = 2.235 \text{KN/ml.}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{KN.m.}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

➤ A'ELS :

- la combinaison de charges est: $G + Q$
- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,656 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0,6 \text{KN.m.}$
- Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

III-1-2-3- Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à L'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de dimensions suivantes :

- hauteur $h=10\text{cm}$
- largeur $b=100\text{cm}$
- l'enrobage $c = c' = 3\text{cm}$
- hauteur utile $d = h-c = 7\text{cm}$

Soumis à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u , vérifié à L'ELS.

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f), calculé par rapport au CDG des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

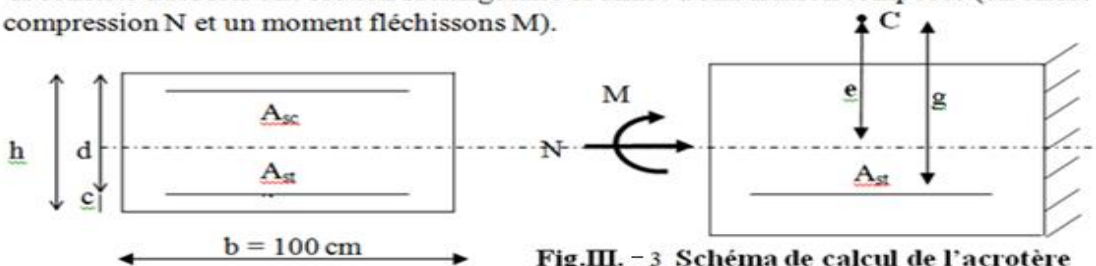


Fig.III. - 3 Schéma de calcul de l'acrotère

III-1-2-4- Calcul à L'ELU :**a. Calcul de l'excentricité :**

- $e_u \geq \frac{h}{2} - c$
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.656} = 54\text{cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

E_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 54\text{cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2\text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b. Calcul en flexion simple :• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 1.656 \times [0.54 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 0.927 \text{ kN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.927 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_1 = 0.392s$$

→ $\mu_u = 0.013 < \mu_1 = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.013 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.993$$

Avec : $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2$ [MPa]

Remarque : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.927 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

c. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

• **Armatures principales :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{1.656}{34.8} = 0.332 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III-1-2-5- Vérification à l'ELU :

a. La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.332 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **La condition n'est pas vérifiée**

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera **$4\text{HA}8 = 2.1 \text{ cm}^2$** avec un espacement : **$S_t = 25 \text{ cm}$**

a. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

D'ou : $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

n : nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 125.6} = 1.89 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

c. Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas :

FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

d. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable → $St \leq \text{Min} (2h; 25\text{cm})$

$$St = 20 \text{ cm.}$$

III-1-2-6- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers → $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$.

La contrainte dans le béton → $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \quad (\text{Art A.4.5,32/BAEL99})$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ r.l}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266.67; 201.63]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360 \text{ avec } : \rho_1 = 0.360 \rightarrow \beta_1 = 0.907$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.907 \times 7 \times 2.01} = 47.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 47.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.360 \longrightarrow \beta_1 = 0.907 \longrightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{47.01}{38.76} = 1.21 \text{ MPa} \text{ donc } : \sigma_{bc} = 1.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-2-7- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces

Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) →
A=0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : **C_p = 0.8**

W_p : Poids de l'acrotère (W_p= 1,718 [kN/ml])

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.718 = 0.824$ [kN/ml].

$F_p = 0.824 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère (Figure III-4) :

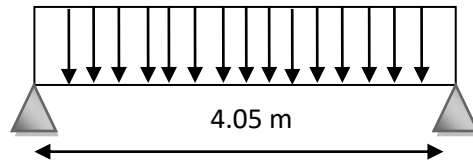
Ferrailage de l'acrotère

Armatures principales: 5HA8 avec un espacement $St = 20 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition: 4HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}^2$.

II-2- la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend d le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).



III-2-1- Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur h_t :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Sachant que $L = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{405}{15} = 27 \text{ cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{405}{10} = 40.5 \text{ cm}$$

Ce qui donne $27 \leq h_t \leq 40.5$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$.

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24.5 \text{ cm}$$

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

III-2-2- Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 > 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ 35 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour une section (25 x 35).

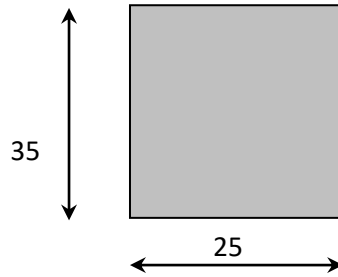


Figure III-4 : Dimensions de la poutre chaînage.

Remarque :

- On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (25x 35) cm².

III-2-3- Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $G_{pch} = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.187 \frac{kN}{ml}$

La poutre de chaînage supporte le mur :

Poids du mur :

$$G_{mur} = \rho_{mur} \times h_0 - \frac{h_t}{2}$$

Avec :

ρ_{mur} : Poids de mur extérieur (déjà calculée chapitre II). $\longrightarrow \rho_{mur} = 2.40 \text{ KN} / \text{m}^2$

h_0 : Hauteur libre d'étage.

h_t : Hauteur de la poutre secondaire

Remarque: la poutre de chaînage est dans le sens des poutres secondaires.

$$G_{mur} = 2.40 \times (3.06 - \frac{0.35}{2})$$

$$G_{mur} = 6.924 \frac{kN}{ml}$$

Poids du plancher :

$$G_{plancher} = 5.24 \times \frac{0.65}{2} = 1.703$$

$$G = G_{mur} + G_{pch} + G_{plancher} = 6.924 + 2.187 + 1.703 = 10.814 \frac{KN}{ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487$$

III-2-4 Combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10.814 + 1,5 \times 0,488 = 15.329 \text{ KN/ml}$.
- **ELS :** $q_s = G + Q = 10.814 + 0,487 = 11.301 \text{ KN/ml}$.

III-2- 5 Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

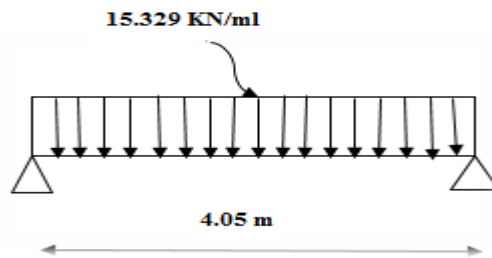


Figure III-5 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

III-2-6- calcul des efforts internes :

ELU

- **Moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.329 \times (4.05^2)}{8} = 31.429 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 31.429 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 31.429 = 26.715 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 31.429 = -9.429 \text{ KN.m}$$

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.329 \times 4.05}{2} = 31.041 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 31.041 \text{ kN}$$

• Efforts tranchants

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.329 \times 4.05}{2} = 31.041 \text{ kN.}$$

$$T_u^{\max} = 31.041 \text{ kN.}$$

$$T(x) = -15.329x + 31.041$$

Pour $X = 0 \text{ m} \longrightarrow T(x) = 31.041 \text{ KN.}$

Pour $X = 4.05 \text{ m} \longrightarrow T(x) = -31.041 \text{ KN.}$

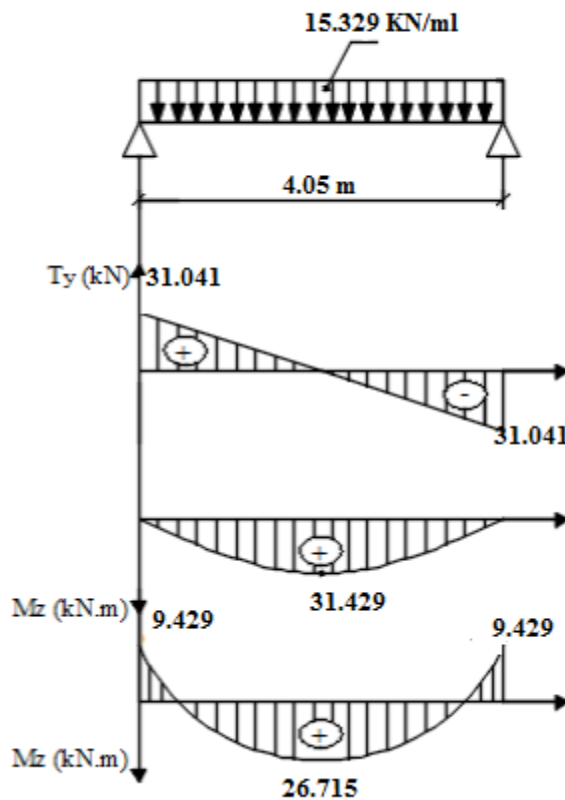


Figure III-6 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

III-2-6- Calcul des armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm, } b = 25 \text{ cm.} \\ d = 33 \text{ cm, } c = 2 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.429 \times 10^3}{25 \times (33^2) \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.030 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.429 \times 10^3}{0,988 \times 33 \times 348} = 0.831 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.715 \times 10^3}{25 \times (33^2) \times 14,2} = 0,069 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.9655$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26.715 \times 10^3}{0,9655 \times 33 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

II-2-7- Vérification à L'ELU:

1. Condition non fragilité:.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$A_{\min} < A_a \rightarrow$ condition vérifiée

➤ **En travée**

$A_{\min} < A_t \rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\begin{aligned} \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} &\leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \\ &= \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{31.041}{25 \times 33} = 0,038 \text{ MPa.}$$

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

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.041}{0,9 \times 330 \times 113.04} \times 10^3 = 0.924 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversal (BAEL 91 modifiée 99 art A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 12; 2.5) = 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm²**.

a. Espacement max des armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(29.7; 40) = 29.7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit} \longrightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

b. Exigence du RPA pour les aciers transversaux (Art 7.5.2.2/RPA2003).

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 10\phi_a; 30\right) = \min(8.75; 10; 30) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 9 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t=18 \text{ cm}$.

Selon le **RPA 99** la section d'armature transversale doit vérifier:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 18 \times 25 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Ancrage des barres aux appuis.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.6.1.22) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}.$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835.$$

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

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

Les règles du (BAEL 91 .art. A.6.1, 253) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$\ell_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}.$$

III-2-8 vérification à L'ELS :

1. Calcul des efforts internes :

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{11.301 \times 4.05}{2} = 22.884 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 22.884 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{11.301 \times 4.05}{2} = 22.884 \text{ kN.}$$

$$T_s = 22.884 \text{ kN.}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.301 \times (4.05^2)}{8} = 23.170 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 23.170 \text{ kN.m.}$$

- **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_{SA} = -0,3 M_s = -0,3 \times 23.170 = -6.951 \text{ kN.m}$$

$$M_{St} = 0,85 M_s = 0,85 \times 23.170 = 19.694 \text{ kN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

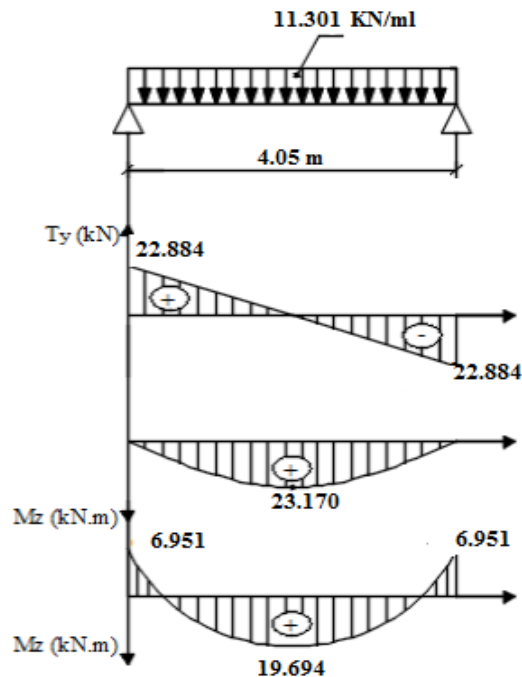


Figure III-7: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

2. Vérification des contraintes :

a. La contrainte dans l'Acier :

Aucune vérification n'est nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

d. État limite de compression dans le béton (BAEL 91 modifié 99 Art. A 4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

• **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3.39 \text{ cm}^2. \\ M_{st} = 19.694 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.411.$$

$$\rho = 0.411. \longrightarrow \beta = 0.9015 \longrightarrow K = 35.76.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{19.694 \times 10^6}{0.9015 \times 330 \times 339} = 195.28 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{195.28}{35.76} = 5.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 2.35 \text{ cm}^2. \\ M_{sa} = 6.951 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 33} = 0.071.$$

$$\rho = 0.071. \longrightarrow \beta = 0.9545. \longrightarrow K = 94.9.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_a} = \frac{6.951 \times 10^6}{0.9545 \times 330 \times 235} = 93.905 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{93.905}{94.9} = 0.989 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la flèche:.....(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \\ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total (35 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4.20 m)

Mt : moment max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=27cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{19.694}{10 \times 23.170} = 0,084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{100 \times 33} = 0,001 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire..

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

Ferrailage de la poutre de chaînage

En travée : 3HA12=3.39 cm²

Aux appuis : 3HA12 =3.39 cm²

III-3- Les balcons :**III-3-1- Les balcons en dalle pleine :****III-3-1-1- Introduction :**

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs, elles ont pour rôle :

- résistance (supporter leur poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation).
- l'isolation thermique et acoustique.
- la protection contre l'incendie.

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule. (BAEL-Art-5.21)

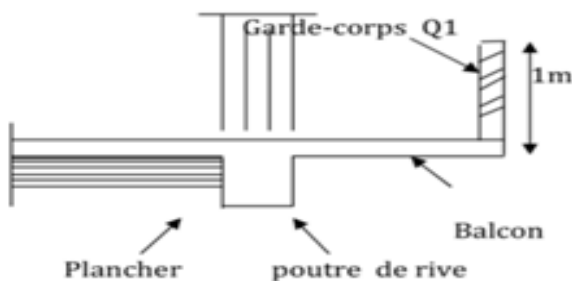


Figure III-8 : Coupe verticale d'un balcon.

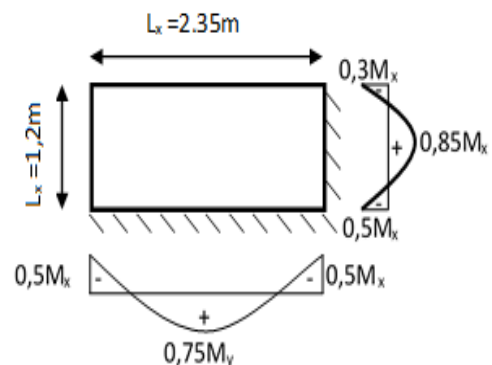


Figure III-9 : Schéma statique du balcon.

Avec :

q : charge pondérée de la dalle.

Q1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

G1 : poids propre du garde-corps.

III-3-1-2- Principe de la méthode:

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec : $L_x < L_y$

1. Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x). Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:

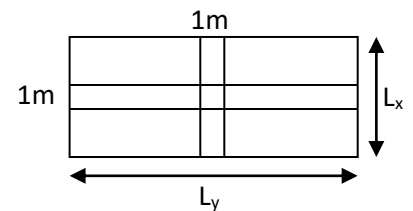
$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8, M_{0y} = 0.$$

2. Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

- sens $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$

- sens $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}$.

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et du coefficient de poisson ν .



Vérification: $\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0,25$.

Remarque:

- **Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:**

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

- **Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:**

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75$ ou $0,85 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

III-3-1-3- Sollicitations dans le panneau:

Charges permanentes G :

- Enduit en plâtre : $0,02 * 10 * 1m \dots = 0,2 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $0,15 * 25 * 1m \dots = 3,75 \text{ KN/ml}$
- couche de sable : $0,02 * 18 * 1m \dots = 0,36 \text{ KN/ml}$
- revêtement en carrelage : $0,02 * 20 * 1m \dots = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment : $0,2 * 20 = 0,40 \text{ kn/ml}$

$$G = 5.51 \text{ KN/ml}$$

- Poids de garde corps en brique pleine + Enduit : $(2+0,28) * 1m \dots = 2,28 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

III-3-1-3- Calcul à L'E.L.U :

La console est calculée en flexion simple.

- **Combinaisons de charges:**

- **A L'ELU :**

Charge uniforme $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,68 \text{ KN/ml}$

- **A L'ELS**

Charge uniforme $q_u = (G + Q) \times 1m = (5,51 + 3,5) \times 1 = 9,01 \text{ KN/ml}$

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

- Calcul du panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{2,35} = 0,51 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

μ_x, μ_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\rho = 0,51 \xrightarrow{\text{du tableau}} \mu_x = 0,0932 ; \mu_y = 0,250$$

$$M_{0x} = 0,0932 * 12,68 * 1,20 = 1,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,250 * 1,42 = 0,355 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{1,42}{0,355} = 4 \geq 0,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des moments:**

-En travées : $M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,42 = 1,207 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,355 = 0,27 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 1,42 = 0,71 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 1,42 = 0,33 \text{ KN.m.}$

- **Calcul d'efforts tranchants:**

-Au milieu de L_x : $T_u = \frac{q_u L_x L_y}{3L_y} = \frac{12.68 \times 1,20 \times 2,35}{3 \times 2,35} = 5,07 \text{ KN.}$

-Au milieu de L_y : $T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{12.68 \times 1,20 \times 2,35}{2 \times 2,35 + 1,20} = 6,06 \text{ KN.}$

- **Calcul du panneau à l'ELS:**

$$M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

U_x, U_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de U qui est le coefficient de poisson.

$U = 0,2$ à l'ELS

$\rho = 0,51$ ~~du tableau~~ $U_x = 0,0969$; $U_y = 0,382$

$$M_{0x} = 0,0969 \times 9,01 \times 1,20 = 1,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,95 \times 0,382 = 0,36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{1,04}{0,36} = 2,88 \geq 0,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des moments:**

-En travées: $M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,04 = 0,884 \text{ KN.m.}$

$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,36 = 0,27 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 1,04 = 0,52 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 1,04 = 0,312 \text{ KN.m.}$

- **Calcul d'efforts tranchants:**

-Au milieu de L_x : $T_u = \frac{q_s L_x L_y}{3L_y} = \frac{9,01 \times 1,20 \times 2,35}{3 \times 2,35} = 3,60 \text{ KN.}$

-Au milieu de L_y : $T_u = \frac{q_s L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{9,01 \times 1,20 \times 2,35}{2 \times 2,35 + 1,20} = 4,30 \text{ KN.}$

III-3-1-4- Ferrailage des balcons :

-Sens de la petite portée x-x :

- **En travée :**

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,884 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,884 \times 10^5}{0,998 \times 13 \times 34800} = 0,20 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis**

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,52 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,52 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,12\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Sens de la petite portée y-y :**

• **En travée :**

- **Calcul des armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,27 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,001 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,001 \Rightarrow \beta = 0,9995$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,27 \times 10^5}{0,9995 \times 13 \times 34800} = 0,06\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis**

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,52 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,52 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,12\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

Zone	Sens	M _u [KN.m]	μ _b	β	A [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	A _{adopté}
Sur appuis	X - X	0.52	0,002	0,999	0,12	3,92	5HA12
	Y - Y	0,52	0,002	0,999	0,12	3,92	5HA10
En travées	X - X	0.884	0,004	0,998	0,20	5,65	5HA12
	Y - Y	0,27	0,001	0,9995	0,06	3,92	5HA10

III-3-1-5- Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.2 ,1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(13) \frac{21}{40} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$A = 5,65 > 1,57 \text{ cm}^2.$ Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art A.5.1 ,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{6,06 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,046 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum u_i}$$

Où :

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,06 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,27 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

4. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)

. Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

l_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm.}$ D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$

5. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.8.2, 42)[14]

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales :** $St = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III-3-1-6-Vérifications à l'ELS :

Vérification de contraintes dans le béton :

1. État limite de compression du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \cdot d A}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0.434$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.434$: $\beta_1 = 0.899$; $K_I = 34,50$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0,884 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 13,38 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_I} = \frac{13,38}{34,5} = 0,38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. —> La condition est vérifiée.

2. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99) [14].

3. État limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée99 modifiée99/ Art. B.6.5,1)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M}{10M_0} = 0.1. \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons en dalle pleine est le suivant :

- . Armatures principales : 5 HA 12/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).
- . Armatures de répartition : 5 HA 10 ($S_t = 25 \text{ cm}$).

III-4-1- Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni d'un dispositif de sécurité.

III-4-2- Les caractéristiques de l'ascenseur:

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la salle machine est de 2.24m^2 ($1.40\text{m} \times 1.60$), la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

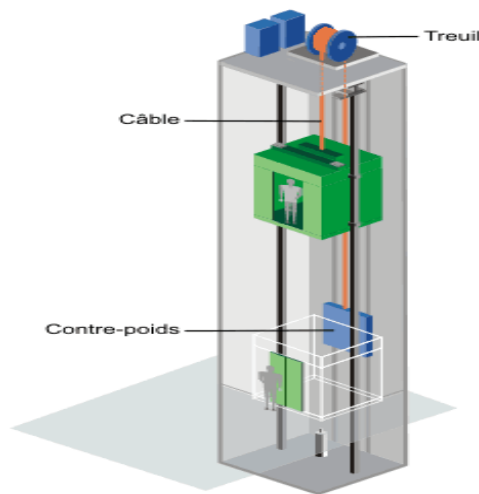


Figure III-11: Schéma d'Ascenseur.

III-4-3- Calcul de la dalle pleine :

a. Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de **PIGEAUD**

b. Pré dimensionnement :

La dalle n'est pas continue

$$\begin{cases} l_x = 1.60 \text{ m} \\ l_y = 1.80 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = 2.88m^2$$

c. Épaisseur de la dalle (h_t):

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{1.80}{30} = 6\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : grande portée du panneau.

N.B : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

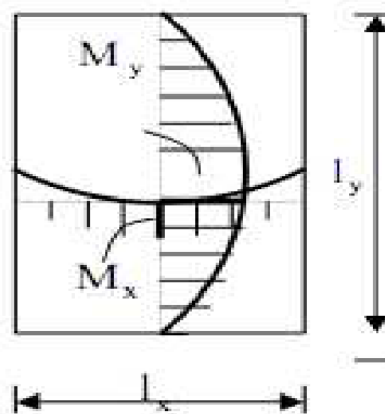


Figure III-12 : Répartition des moments.

III-4-4- Calcul de U et V :

U et V sont des dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge Q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

La figure suivante donne le schéma statique de la salle machine utilisé pour son calcul

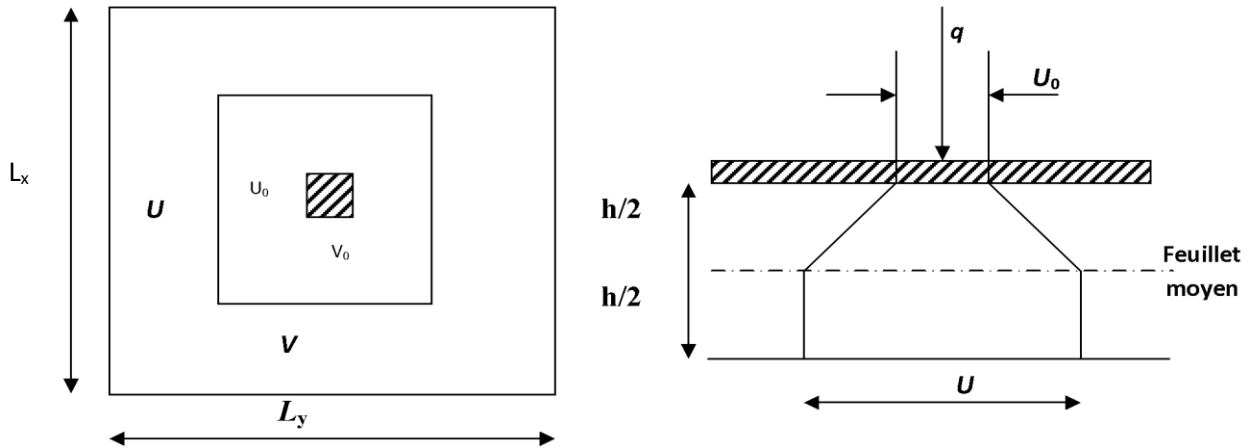


Figure III-13: Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.9$$

Dans ce cas le panneau travaille dans les deux sens, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de longueur.

-On conçoit que la bande (1) se trouve soulager par la présence de la bande (2) et inversement.

On a: $U = U_0 + 2e + ht$

$V = V_0 + 2e + ht$

Avec : e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$).

Ht = hauteur de la dalle ($ht = 15\text{cm}$).

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 10.5\text{ m}$

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 10.5\text{ m}$

1. Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0,9.$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport coefficient ρ_x et du coefficient de poisson ν .

Avec :

q: charge uniformément répartie sur toute la dalle

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

• **États limites ultime : $\nu = 0$**

$$\rho_x = 0.9 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0458. \\ \mu_y = 0.778. \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$$q_u = 1.35 (3.75) + 1.5 (1) = 6.562 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0.0458 \times 6.562 \times (1.60)^2 = 0.769 \text{ KN.m.} \\ M_{uy1} = 0.778 \times 0.769 = 0.598 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

• **États limites de services : $\nu = 2$**

$$\rho_x = 0.9 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0529. \\ \mu_y = 0.846. \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0.0529 \times 4.75 \times (1.60)^2 = 0.643 \text{ KN.m.} \\ M_{sy1} = 0.846 \times 0.643 = 0.543 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

III-4-5- Calcul des moments :

a. Calcul des moments dû à la charge localisée :

$$M_x = P. (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + vM_1)$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{1.60} = 0.7 \\ \frac{u}{l_y} = \frac{1.05}{1.80} = 0.6 \end{array} \right.$$

Après interpolation : $M_1 = 0.077$; $M_2 = 0.062$

Donc :

• **À l'ELU (v = 0)**

$$M_{xU1} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.077 = 9.355 \text{ kN.m.}$$

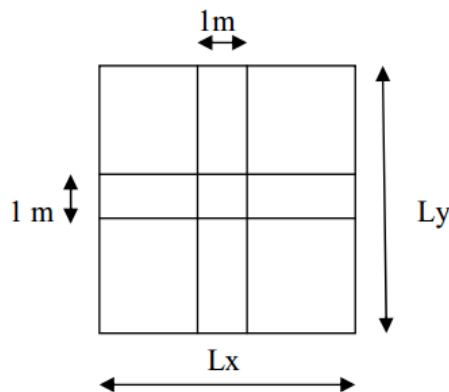
$$M_{yU1} = 1.35.P (M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.062 = 7.533 \text{ kN.m.}$$

• **À l'ELS (v= 0.2)**

$$M_{xS1} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 8.046 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yS1} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 6.966 \text{ kN.m.}$$

b. Moments dû au poids propre Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



$M_x = u_x \times q \times l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients U_x et U_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

ν : coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{A l'ELU.} \\ \nu = 0,2 \quad \text{A l'ELS} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{1.60}{1.80} = 0.9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU :} \\ U_x = 0.0458, u_y = 0.778 \\ \text{ELS :} \\ U_x = 0.0529, u_y = 0.846 \end{array} \right.$$

Le poids de la dalle : $G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}$.

La surcharge d'exploitation de la cage d'ascenseur est estimée à : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

c. Les combinaisons de charges :

• **À l'ELU**

$q = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$.

$M_{xu2} = 0.0458 \times 6.56 \times 1.60^2 = 0.769 \text{ KN.m}$.

$M_{yu2} = 0.778 \times 0.77 = 0.599 \text{ KN.m}$.

• **À l'ELS**

$q = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

$M_{xs2} = 0.0529 \times 4.75 \times 1.60^2 = 0.643 \text{ KN.m}$

$M_{ys2} = 0.846 \times 0.643 = 0.543 \text{ KN.m}$

d. Superposition des moments :• **À l'ELU**

$$M_x = M_{xU1} + M_{xU2} = 9.355 + 0.769 = 10.124 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yU1} + M_{yU2} = 7.533 + 0.599 = 8.132 \text{ kN.m.}$$

• **À l'ELS**

$$M_x = M_{xS1} + M_{xS2} = 8.046 + 0.643 = 8.689 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yS1} + M_{yS2} = 6.966 + 0.543 = 7.509 \text{ kN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

• **À l'ELU**➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 10.124 = 8.605 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 8.132 = 6.912 \text{ kN.m.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 10.124 = -3.037 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.132 = -2.439 \text{ kN.m.}$$

• **À l'ELS**➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 8.689 = 7.385 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 7.509 = 6.382 \text{ kN.m.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 8.689 = -2.606 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 7.509 = -2.252 \text{ kN.m.}$$

III-4-6- Ferrailage du panneau :

➤ **Dans le sens X-X : (suivant la petite portée)**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

- Aux appuis : $M_x^a = 0.3 \times 10.124 = 3.037 \text{ kN.m.}$
- En travée : $M_x^t = 0.85 \times 10.124 = 8.605 \text{ kN.m.}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.037 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_l = 0.392$$

→ **Section simplement armée.**

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{3.037 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.675 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.675 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

➤ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{8.605 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

→ **Section simplement armée.**

$$\mu_t = 0.044 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{8.605 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de 25 cm.

➤ **Dans le sens Y-Y : (suivant la grande portée)**

- Aux appuis : $M_y^a = 0.3 \times 8.132 = 2.439 \text{ kN.m.}$
- En travée : $M_y^t = 0.85 \times 8.132 = 6.912 \text{ kN.m.}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.439 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,010 < \mu_l = 0.392$$

→ **Section simplement armée.**

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{2.439 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de **25 cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{6.912 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

→ **Section simplement armée.**

$$\mu_t = 0.028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{6.912 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement de **25 cm**.

Conclusion :

Zones	Sens	M _U [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Ferrailage choisis	S _t [cm]
Sur appuis	X-X	3.037	0.012	0.994	0.675	3.14	4HA10	25
	Y-Y	2.439	0.010	0.995	1.53	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	8.605	0.036	0.982	1.94	4.52	4HA12	25
	Y-Y	6.912	0.028	0.986	1.55	4.52	4HA12	25

Tableau III-2 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

III-4-7- Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 MM.

• **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.5}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x,\min} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Diamètre maximal des barres..... (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2.1) :

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\varphi_{\text{adopté}} = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Espacements des barres.....(BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2. 42) :

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

\longrightarrow **Condition vérifiée.**

d. Poinçonnement.....(BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2.42) :

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec:

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2m.$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

$$0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN.}$$

121.5 KN < 472.5KN → **Condition vérifiée.**

e. Vérification de la Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(1.05)+1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(1.05)+1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

- $0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa.}$

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.218 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa.}$ → **La Condition est vérifiée.**

III-4-8- Vérifications à l'ELS :

• **Les moments :**

Le sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.124 = 3.037 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.124 = 8.605 \text{ KN.m}$$

Le sens y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.132 = 2.439 \text{ KN.m}$$

➤ **Entravée :**

$$M_y^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.132 = 6.912 \text{ KN.m}$$

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

1. Contrainte de compression dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

2. Contrainte de compression dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho = \frac{100 \times A_s}{db_0} \longrightarrow$ puis on déduit (k, β_1)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Sens	M_s [KN.m]	ρ_1	β_1	K	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	Observation
Aux appuis	X-X	2.606	0.242	0.9215	48.695	69.279	1.422	C V
	Y-Y	2.252	0.242	0.9215	48.695	59.868	1.229	C V
En travée	X-X	7.385	0.9085	0.9355	39.65	134.346	3.388	C V
	Y-Y	6.382	0.9085	0.9355	39.65	116.099	2.928	C V

Tableau III-3 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Avec σ_{bc} : contrainte dans le béton.

σ_{st} : contrainte dans l'acier.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

b. État limite d'ouverture des fissure..... (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 /99) :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c. État limite de déformation..... (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \text{ Et } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{160} = 0.09 \geq \frac{8.605}{20 \times 7.385} = 0,05 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \longrightarrow$ **Condition est vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Ferrailage de la dalle salle machine

- **Sens x-x :**
 - . En travée : 4HA 12/ml = 4.52 cm² (S_t= 25 cm).
 - . Aux appuis : 4HA 10/m l= 3.14 cm² (S_t= 25 cm).
- **Sens y-y :**
 - . En travée : 4HA 12/ml = 4.52 cm² (S_t= 25 cm).
 - . Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm² (S_t= 25 cm).

III-5- Plancher :

III-5-1- Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux (Figure III-5). Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de rez-de-chaussée.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

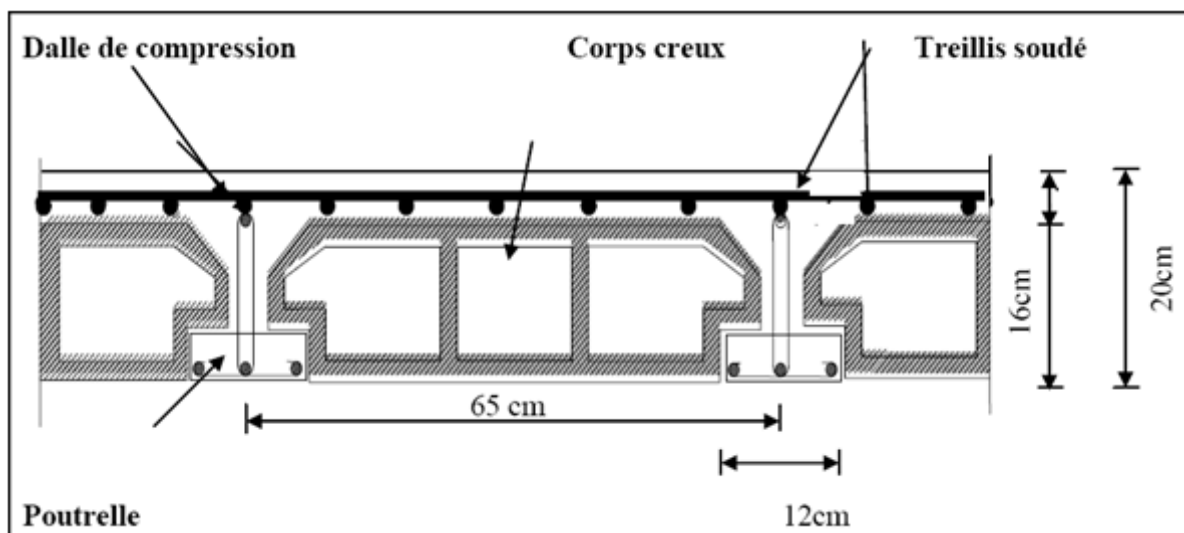


Figure III-14 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

III-5-2 Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et armée d'un treillis soudé de type TLE520.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le BAEL 91 modifié 99.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de : $\ell = 65$ cm

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

- A_{\perp} : section en cm^2 par mètre linéaire,
- L : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

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

Ainsi on adopte : **5T5/ml = 0,98 cm^2 / ml** avec **e = 20 cm**

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T5/ml = 0,49 cm^2 / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) (figure III-15).

20 cm

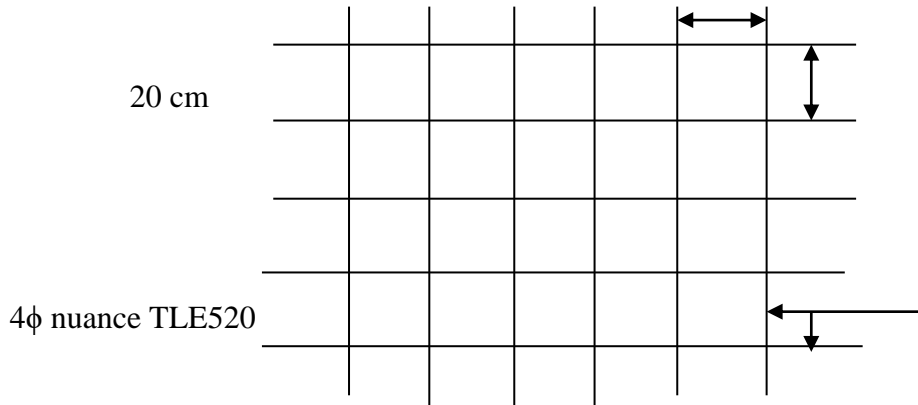


Figure III-15 : Armatures de l'hourdis.

III-5-3 Calcul des poutrelles à l'ELU :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutre de (12x4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités

(Figure III-19) .Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

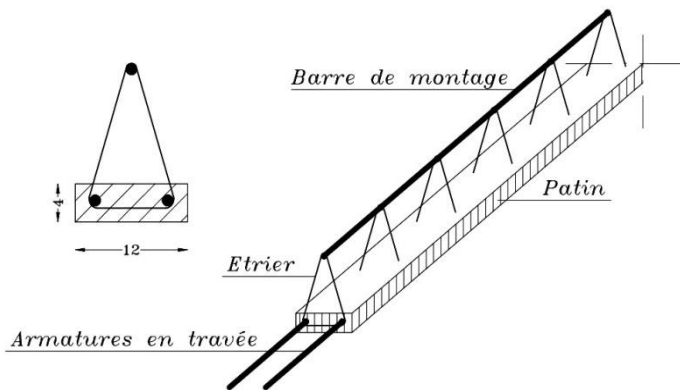


Figure III-16 : schéma descriptif de la poutrelle.

➤ **Dimensionnement :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

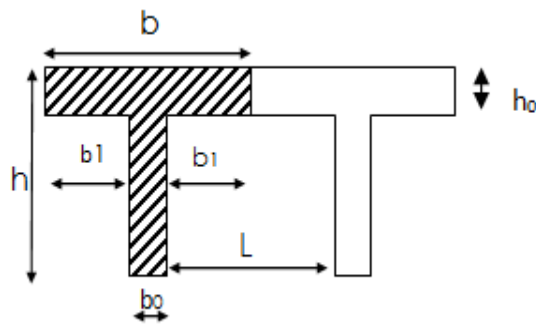


Figure III-17: Surfaces revenant aux poutrelles.

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

- **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = \mathbf{0.12\text{ kN/ml}}$$

- **Poids du corps creux :**

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = \mathbf{0.62\text{ kN/ml}}$$

- **Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q = \mathbf{1\text{ kN/ml}}$$

- **Les combinaisons d'action :**

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,5\text{ kN/ml}}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = \mathbf{1,74\text{ kN/ml}}$

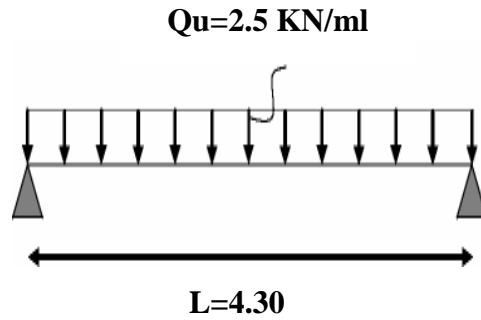


Figure III-18 : Schéma statique de la poutrelle.

➤ Le moment Max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.30)^2}{8} = 5.78 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant:

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = 5.37 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage de la poutrelle :

➤ Calcul des armatures :

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

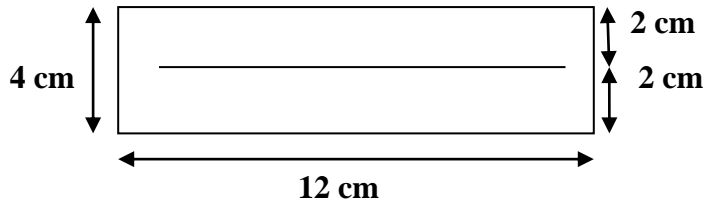


Figure III-19: dimensionnement de la section rectangulaire.

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.78 \times 10}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8.4824 \times 10^{-4} \rightarrow \mu_u = 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

➤ **Dimensionnement de la section en T :**

Avec :

- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), ($L= 53cm$)
- $B = 65cm$: Distance entre axes des poutrelles
- b_0 : largeur de la nervure. ($b_0=12cm$).
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression. ($h_0 = 4cm$).
- $b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5cm$: Débord

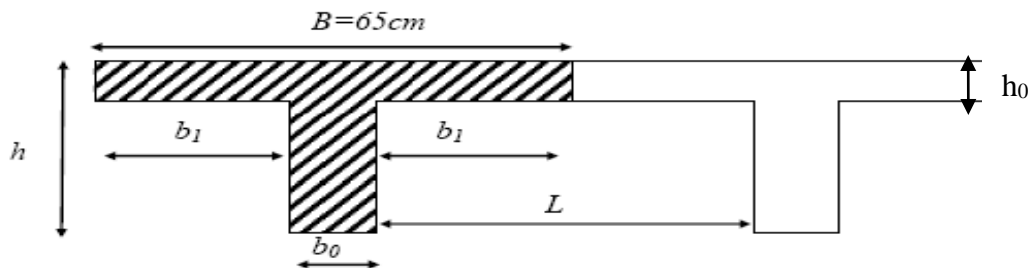


Figure : III-20: Construction de la section en T.

• **Charges et surcharges :**

- poids propre de la terrasse : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.69 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation de la terrasse : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$

- poids propre du plancher de l'étage courant (usage habitation): $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation d'étage courant: $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.}$

- poids propre du plancher de l'étage courant (usage commerciale): $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation d'étage courant: $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ KN/ml.}$

- poids propre du plancher du RDC: $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation d'étage courant: $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ KN/ml.}$

- **Combinaison de charges :**

- **Plancher d'étage courant :**

- ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35(3.41) + 1,5 \times (0.98) = 6.07 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.41 + 0.98 = 4.39 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- ELU : $q_u = 1.35 (3.69) + 1.5 \times (0.65) = 5.96 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.69 + 0.65 = 4.34 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher du RDC :**

- ELU : $q_u = 1.35 (3.41) + 1.5 \times (2.28) = 8.02 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.41 + 2.28 = 5.69 \text{ KN/ml.}$

III-5-4 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on a recours à l'une des deux autres méthodes.

➤ **Méthode forfaitaire :**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $< 5KN/m^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuités.

- Les portés successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25;

- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé, ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT. A).

➤ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

a. Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou $5KN/m^2$, c'est à dire :

$$Q \leq \max [2G; 5KN/ml] = \max [(2 \times 3.41) KN/ml; 5 KN/ml]$$

$$Q \leq \max [6.82KN/ml; 5KN/ml]$$

$$Q = 2.28 KN/ml < 6.82 \frac{KN}{ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

—————> **Condition vérifiée**

c. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c.-à-d. :

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

$$\frac{4.25}{4.30} = 0.98 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.30}{4.30} = 1 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.30}{4.30} = 1 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.30}{4.30} = 1 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **condition vérifiée**

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable.

III-5-5-1 Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

III-5-5-2 Exposé de la méthode :

➤ **Calcul du rapport de charges α :(BAEL 91 modifié 99 art E.1).7.3.2 p69 :**

Soit : α le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec :} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.28}{2.28+3.41} = 0.40$$

$$0 < \alpha = 0.40 < 0.667 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant:

Soit : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec :

L : longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0,6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés.

Application de la méthode :

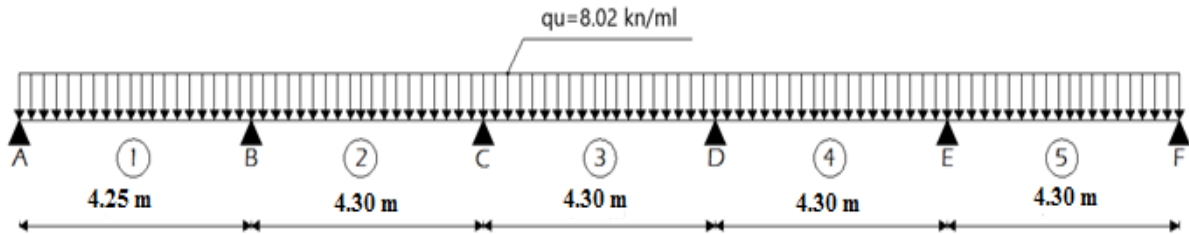


Figure III-21: Schéma statique de la poutrelle.

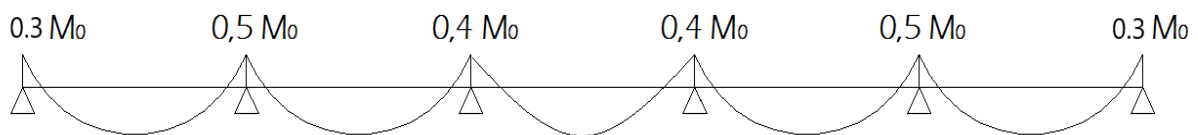


Figure III-22 : Diagramme des moments.

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.28}{2.28+3.41} = 0.40$$

$$1+0.3\alpha = 1.12$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (Travée de rive).} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.56 \text{ (Travée intermédiaire).} \end{array} \right.$$

1. Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{ql_{AB}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.25^2}{8} = 18.11 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql_{BC}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.30^2}{8} = 18.54 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql_{CD}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.30^2}{8} = 18.54 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql_{DE}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.30^2}{8} = 18.54 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql_{EF}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.30^2}{8} = 18.54 \text{KN.m}$$

2. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 18.11 = 5.43 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 18.54 = 9.27 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 18.54 = 9.27 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 18.54 = 9.27 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = 0.4 \times 18.54 = 9.27 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 18.54 = 9.27 \text{KN.m}$$

3. Calcul des moments en travées :

● **Étude de la travée AB (rive) :**

$$\begin{aligned} * M_{t(A-B)} + \frac{M_A + M_B}{2} &\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} \Rightarrow M_{t(A-B)} \\ &\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \end{aligned}$$

$$M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18.11 - \frac{5.43 + 9.27}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq 12.93 \text{kN.m}$$

$$* M_{t(A-B)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(A-B)} \geq 0,66 \times 18.11 = 11.95 \text{kN.m}$$

On prend : $M_{t(A-B)} = 12.93 \text{kN.m}$

● **Étude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):**

$$\begin{aligned} * M_{t(B-C)} + \frac{M_B + M_C}{2} &\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \\ &\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \end{aligned}$$

$$M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18.54 - \frac{9.27 + 9.27}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq 11.49 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(B-C)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq 0,56 \times 18.54 = 10.38 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(B-C)} = 11.49 \text{ kN.m}$$

● **Étude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(C-D)} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)}$$

$$\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18.54 - \frac{9.27 + 9.27}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq 11.49 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(C-D)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)} \geq 0,56 \times 18.54 = 10.38 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(C-D)} = 11.49 \text{ kN.m}$$

● **Étude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(D-E)} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)}$$

$$\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18.54 - \frac{9.27 + 9.27}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq 11.49 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(D-E)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)} \geq 0,56 \times 18.54 = 10.38 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(D-E)} = 11.49 \text{ kN.m}$$

● **Étude de la travée (E-F) (travée de rive):**

$$M_{t(G-H)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} \Rightarrow M_{t(G-H)}$$

$$\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18.54 - \frac{9.27 + 9.27}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq 11.49 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(G-H)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow M_{t(G-H)} \geq 0,66 \times 18.54 = 12.24 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(G-H)} = 12.24 \text{ kN.m}$$

4. Calcul des efforts tranchant :

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcul les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM :

$$\sum M / i = 0$$

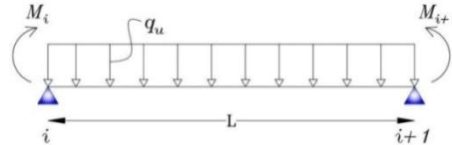


Figure III-23 : Diagramme des moments fléchissant dans la travée.

$$\text{Avec : } \theta (x) = \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=0)$$

$$\theta (x) = - \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=L)$$

$$V_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

V(x) : effort tranchant sur appui à une distance x.

Θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique.

Mi et Mi+1 : moment sur appuis i et i+1 respectivement en valeur algébrique.

Tw : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

Te : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

• **Étude de la travée (A-B) (travée de rive):**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = \frac{8.02 \times 4.25}{2} + \frac{(-9.27) - (-5.43)}{4.25} = 16.14 \text{ kN}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = - \frac{8.02 \times 4.25}{2} + \frac{(-9.27) - (-5.43)}{4.25} = -17.95 \text{ kN}$$

• **Étude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):**

$$V_B = \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = 17.24 \text{ kN}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = - \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = -17.24 \text{ kN}$$

- Étude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):

$$V_C = \frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = 17.24 \text{ kN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = -\frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = -17.24 \text{ kN}$$

- Étude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):

$$V_D = \frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = 17.24 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = -\frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = -17.24 \text{ kN}$$

- Étude de la travée (E-F) (travée de rive):

$$V_E = \frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{(E-F)}} = \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = 17.24 \text{ kN}$$

$$V_F = -\frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{(E-F)}} = -\frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-9.27) - (-9.27)}{4.30} = -17.24 \text{ kN}$$

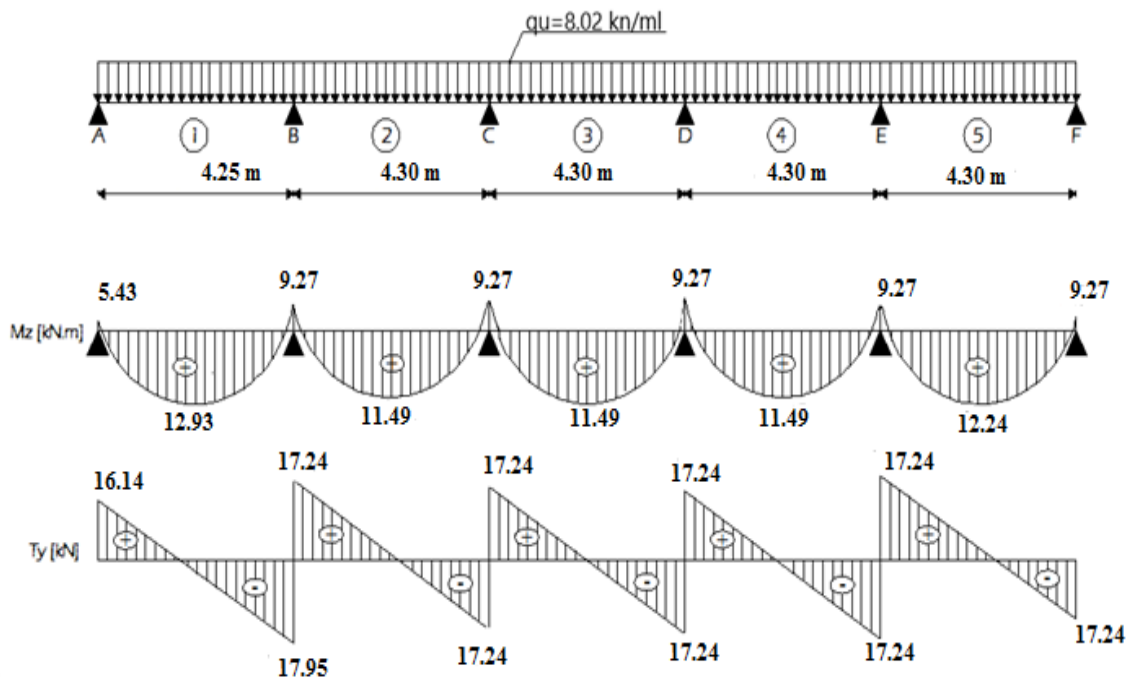


Figure III-24 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

2^{eme} type :

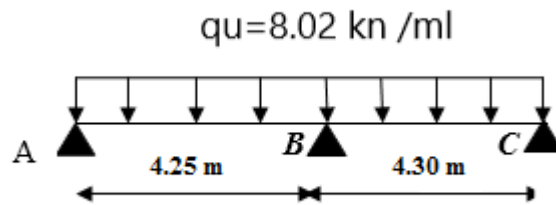


Figure III-25: Schéma statique de la poutrelle

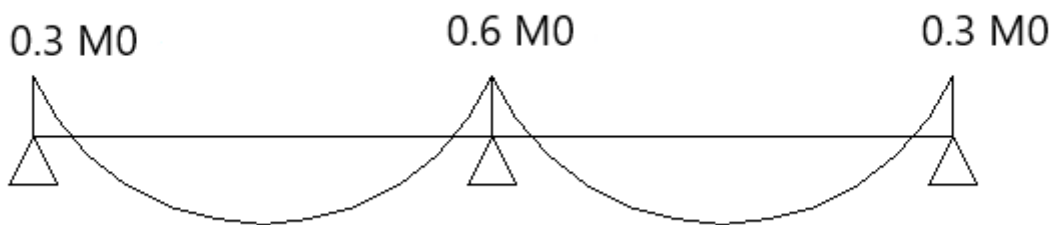


Figure III-26 : Diagramme des moments.

à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.01 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.275}{2.275 + 3.406} = 0.4 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.28}{2.28+3.41} = 0.40$$

$$1+0.3\alpha = 1.12.$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (Travée de rive).}$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56 \text{ (Travée intermédiaire).}$$

1. Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{8,02 \times 4,25^2}{8} = 18,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{8,02 \times 4,30^2}{8} = 18,54 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 18,11 = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 = 0,6 \times 16,04 = 9,27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \max (M_{01}, M_{02}) = 0,3 \times 18,54 = 5,56 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments en travées :

• **Étude de la travée AB :**

$$* M_{t(A-B)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} \Rightarrow M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18,11 - \frac{5,43 + 9,27}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq 12,93 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(A-B)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(A-B)} \geq 0,66 \times 18,11 = 11,95 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{t(A-B)} = 12,93 \text{ kN.m}$

• **Étude de la travée (B-C) :**

$$* M_{t(B-C)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 18,54 - \frac{9,27 + 5,56}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq 13,35 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(B-C)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq 0,66 \times 18,54 = 12,24 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{t(B-C)} = 13.35 \text{ kN.m}$

4. Calcul des efforts tranchant :

• **Étude de la travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = \frac{8.02 \times 4.25}{2} + \frac{(-9.27) - (-5.43)}{4.25} = 16.14 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = -\frac{8.02 \times 4.25}{2} + \frac{(-9.27) - (-5.43)}{4.25} = -17.94 \text{ kN}$$

• **Étude de la travée (B-C) :**

$$V_B = \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = \frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.56) - (-9.27)}{4.30} = 18.11 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = -\frac{8.02 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.56) - (-9.27)}{4.30} = -16.38 \text{ kN}$$

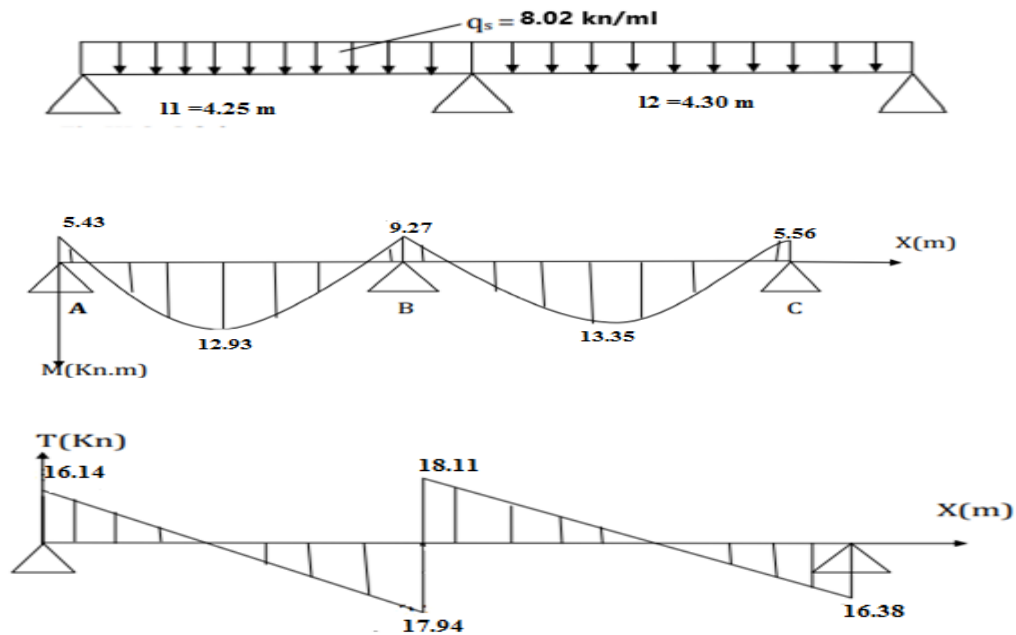


Figure III-27 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (2^{ème} type).

Remarque :

Après avoir fait le calcul des 2 cas on a trouvé que le cas le plus défavorable est celui du premier cas, On ignore le deuxième.

III-5-6- Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée et le calcul sera vérifié à l'ELS.

➤ **En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T (figure III-2-11), on considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 12.93 \text{ kNm} \rightarrow M_u = 12.93 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{\text{tab}} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0,5h_0)$$

$$M_{\text{tab}} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{\text{tab}} = 59,072 \text{ kN.m} > M_u = 14.62 \text{ kN.m}$$

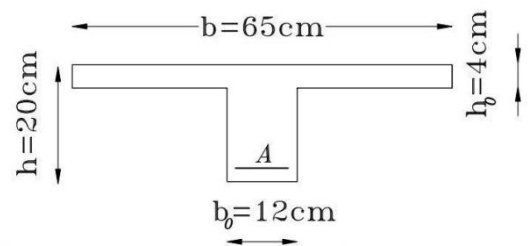


Figure III-28: Section triangulaire de la poutrelle.

L'axe neutre tombe dans la table de compression, On aura à calculer une section rectangulaire (65x20)

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.93 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,048 \rightarrow \beta = 0,9785$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.93 \times 10^6}{0,9785 \times 180 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = 9.27 \text{ kN.m}$$

Sur appuis, On a des moments négatifs, donc les fibres de la table de compression sont tendues, comme le béton ne travaille pas à la traction, donc on néglige les débords de la table et on aura une section rectangulaire de dimension (bo x h) tel que: bo=12 cm et d= 18 cm.

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.27 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,168 < 0,186 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.147 \rightarrow \beta = 0,907$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.27 \times 10^6}{0,907 \times 180 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}12$

a. Armature transversales(BAEL 91 modifié 99 art A.7.21) :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{max}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1\right) = \min(0,57 ; 1 ; 1) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$.

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

b. Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$.

III-5-7- Vérification a l'ELU :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$A_t > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification au cisaillement:.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1.1)

$$V_u^{max} = 17.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17.95 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ La condition est vérifiée (Fissuration peu nuisible).

3. Vérification de la contrainte d'adhérence:

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ;$$

Avec :

ψ_s : coefficient de scellement.

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,95 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,98 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis...(BAEL91/99art A.5.313):

Sur le béton :

$$V_u < \overline{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u = 17,95 \text{ kN} < \overline{V}_u = 129,6 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Sur l'acier :

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_a \text{ max}}{0,9 \times d} = \frac{-9,27}{0,9 \times 0,18} = -57,22 \text{ kN}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{40} (17,95 - 57,22) = -1,13 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes.

5. Ancrages des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ nous prendrons : $L_s = 50 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets a 45^0 avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III-5-8- Vérifications à l’ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l’ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l’ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.02 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = G + Q = 5.69 \text{ kN /ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.69}{8.02} = 0.709$$

Moments max en travées et aux appuis sont:

$M_{tr}^{\max} = 12.93 \times 0.709 = 9.17 \text{ KN.m}$

$M_{ap}^{\max} = 9.27 \times 0.709 = 6.57 \text{ KN.m}$

III-5-9- État limite de la compression du béton :

➤ **En travée**

Selon l’article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d’armature adoptée à l’ELU en travée est : **$A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$-\sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{K_1}$$

$$-\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 3.39}{12 \cdot 18} = 1.569$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.569$; $\beta_1 = 0.837$; $K_1 = 25.65$.

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{9.17 \cdot 10^4}{0.837 \cdot 1800 \cdot 3.39 \cdot 10} = 179.544 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{K_1} = \frac{179.544}{25.65} = 6.99 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

➤ **Aux appuis :**

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$-\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{K_1}$$

$$-\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 2.26}{12 \cdot 18} = 1.04$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.04$; $\beta_1 = 0.8584$; $K_1 = 20.31$

Donc :

$$-\sigma_{st} = \frac{6.57 \cdot 10^4}{0.8584 \cdot 1800 \cdot 2.26 \cdot 10} = 188.14 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{K_1} = \frac{188.14}{20.31} = 9.26 \text{ MPa}$$

$-\sigma_{bc} = 9.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5-10- État limite de déformation.....(Art B.6.8.424 BAEL 91/99) :

Lorsqu'il est prévu des états intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 \leq \frac{9.17}{15 \times 18.11} = 0,033 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

III-5-11- Calcul de la flèche :..... (Art B.6.5, 2 BAEL 91 /99):

Il faut vérifier que : $f_v = \frac{M_l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm.}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} : est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1+(0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

• **Calcul des paramètres :**

➤ **La position de l'axe neutre :**

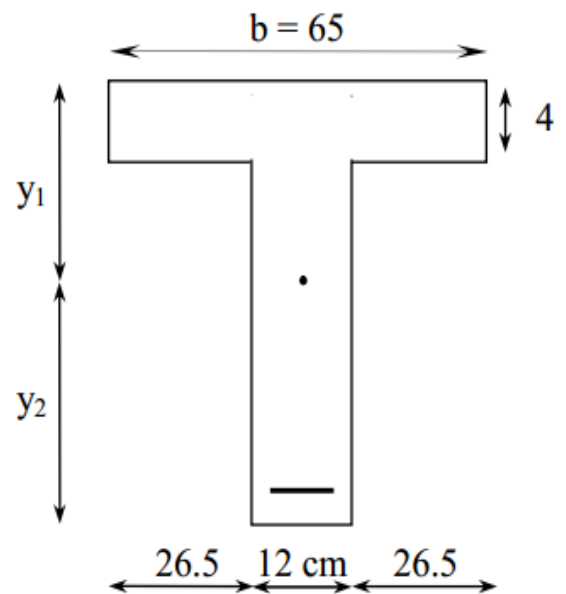
$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$



• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21207.79 \text{cm}^4.$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156$$

$$\beta = 0.9782$$

$$\sigma_{st} = \frac{1036 \times 10^3}{0.9782 \times 180 \times 33} = 173.56 \text{MPa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 173.56 + 2.1} ; 0 \right) = 0.284$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0156} = 1.054$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21207.79}{1 + 0.4 \times 1.054 \times 0.284} = 21834.0201 \text{cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.17 \times 10^3 \times (450)^2}{10 \times 108186 \times 21834.0201} = 0.78 \text{ cm} < 0.9 \text{cm.} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

Ferraillage des poutrelles

➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : **3HA12 = 3.39cm².**

Aux appuis : **2HA12 = 2.26cm².**

➤ **Les armatures transversales :**

Étrier : **2HA8 = 1.01 cm².**

III-6- LES ESCALIERS :**III-6-1- Définition :**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant.

- L'escalier de cet ouvrage est conçu en béton armé coulé sur place.
- L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier de repos intermédiaire.
- Les fissurations dans l'escalier sont considérées comme étant peu nuisibles (l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries).

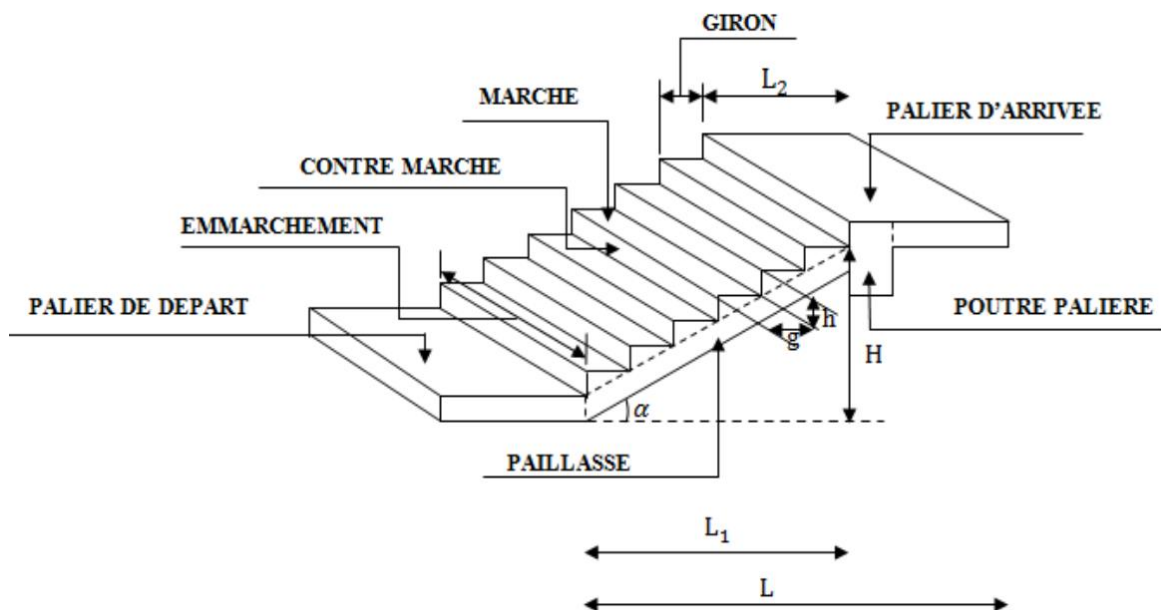
III-6-2- Terminologie :

Figure III-29: Constituant d'un escalier.

- **Marche** : est la partie horizontale de la volée, sa forme en plan peut-être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie etc....
- **Contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, nommée nez-de-marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **Hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives. En général, h varie de 16cm à 20cm (17cm en moyenne).

- **Giron :** est la distance séparant deux contre marches, le plus courant varie de 22 cm à 33 cm (26cm en moyenne).
- **Volée :** est l'ensemble des marche (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches.
- **Palier :** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et / ou à chaque étage.
- **Emmarchement :** représente la largeur de la marche.

III-6-3- Pré dimensionnement :

Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66m$$

Celle-ci permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable. En tenant compte de dimensions données sur le plan.

a. Hauteur des contre marches :

$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marches}}$$

Le choix de la dimension résulte de condition d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

g : largeur des marches..... $25\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$.

h : hauteur de la marche $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

E : l'emmarchement..... $E > 1\text{m}$.

H : hauteur de la volée.

L₁ : longueur de paillasse projetée.

L₂ : largeur de palier.

e_p : épaisseur de paillasse et du palier.

On adopte **h = 17cm**.

c. Nombre de contres marches :

Le nombre de contres marches (n) est donnée par : $n = \frac{H}{h}$

H : la hauteur de la volée. $H = \frac{h_e}{2}$.

h_e : hauteur d'étage courant égal à 3,06 m

$$H = \frac{3,06}{2} = 1.53\text{m}$$

Alors :

$$n = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contres marches.}$$

On aura :

$n = 9$ contres marches pour toutes les volées.

Nombre de marche m .

Donc : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

d. Calcul de g :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

On prend $g = 30$ cm.

e. Vérification de la relation de « BLONDEL » :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que $59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \Rightarrow$ la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

f. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement de la paillasse et du palier se fait de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes

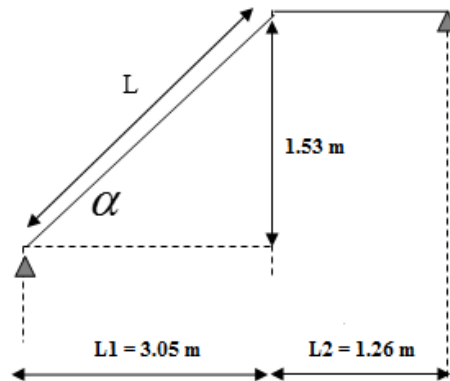


Figure III-30 : Schéma statique des escaliers.

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle de la paillasse ;

$$L = L' + L_2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{305} = 0,5016 \rightarrow \alpha = 26,64^\circ$$

H : représente la hauteur de la volée.

L_1 : La longueur de la ligne de foulée.

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

α :Angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{3.05}{\cos 26.64} = 3.41 \text{ m}$$

D'où :

$$L = L' + L_2 = 3.41 + 1.26 = 4.67 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{467}{30} \leq e_p \leq \frac{467}{20} \Rightarrow 15.56 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.35 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 20 \text{ cm}$.

N°	Éléments	Poids volumique γ [KN/m ³]	Épaisseur [m]	Charge G_i [KNm ²]
01	La paillasse	25	$0.2/\cos\alpha$	5.59
02	Marches	25	$\frac{h}{2} = \frac{0.17}{2} = 0.09$	2.125
03	Garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	20	0.02	0.40
05	Mortier de pose	20	0.02	0.40
06	Lit de sable	18	0.02	0.36
07	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total			$G = 9.275 \text{ KN/m}^2$	

Tableau III-4 : Charge permanentes de la paillasse.

➤ Palier :

N°	Éléments	Poids volumique γ [KN/m ³]	Épaisseur [m]	Charge G_i [KNm ²]
01	Poids propre de palier	25	0.20	5
02	Revêtement de carrelage	20	0.02	0.40
05	Mortier de pose	20	0.02	0.40
06	Lit de sable	18	0.02	0.36
07	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total			G = 6.36KN/m²	

Tableau III-5 : Charge permanentes du palier.

g. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers et donnée par le DTR B.C.2.2

$$Q=2.5 \text{ KN} \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

III-6-4- Détermination des efforts :

a. Les sollicitations du calcul :

- Pour le palier : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour la paillasse : $G = 9.275 \text{ KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

b. Combinaison de charge :

$$\diamond \text{ A l'ELU : } 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$\text{Paillasse : } [1.35 \times 9.275 + 1.5 \times 2.5] \times 1\text{ml} = 16.271 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } [1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5] \times 1\text{ml} = 12.225 \text{ KN/ml.}$$

$$\diamond \text{ A l'ELS : } G + Q.$$

$$\text{Paillasse : } [9.275 + 2.5] \times 1\text{ml} = 12.075 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } [6.36 + 2.5] \times 1\text{ml}$$

$$= 8.86 \text{ KN/ml}$$

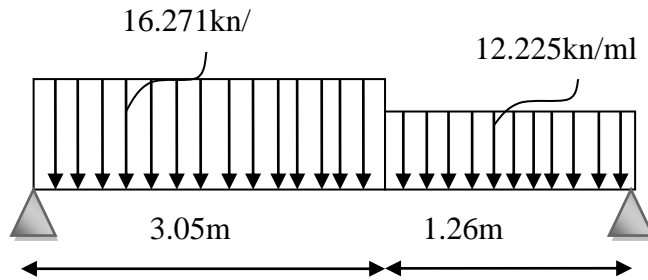


Figure III-31 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

III-6-5- Calcul à l'ELU :

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$R_A + R_B = (q_{u_{pai}} \times 1,26) + (q_{u_{pai}} \times 3,05) = (12,225 \times 1,26) + (16,271 \times 3,05) \\ = 65,030 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 65,030 \text{ kN}$$

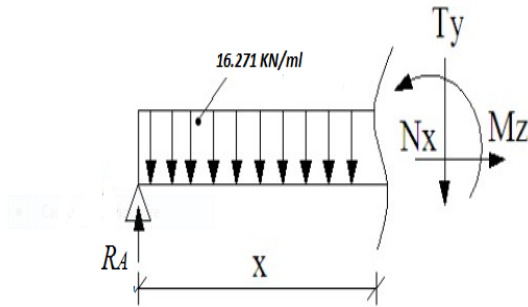
$$\sum \vec{M}/_B = \vec{0}$$

$$R_A(1,26 + 3,05) = q_{u_{pai}} \left(\frac{1,26^2}{2} \right) + (q_{u_{pai}} \times 3,05) \left(\frac{3,05}{2} + 1,26 \right) \\ = 12,225 \times \left(\frac{1,26^2}{2} \right) + (16,271 \times 3,05) \left(\frac{3,05}{2} + 1,26 \right) = 147,914 \text{ kN}$$

- $R_A = 34,319 \text{ kN}$
- $R_B = 65,030 - 34,319 = 30,711 \text{ kN}$

2. Calcul des efforts internes :

- Pour $0 \leq x \leq 3,05 \text{ m}$



$$T_y = R_A - 16.271x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \longrightarrow T_y = R_A = 34.319 \text{ KN.} \\ X = 3.05 \longrightarrow T_y = T_y(3.05) = 34.319 - 16.271 \times 3.05 = -15.308 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} M_z &= R_A X - 16.271 \frac{x^2}{2} \\ &= 34.319 x - 16.271 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 3.05 \longrightarrow M_z = 28.992 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

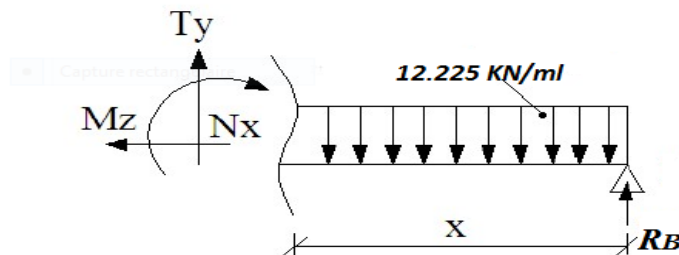
Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -34.319 + 16.271x = 0 \implies x = 2.109$$

Le moment $M_{z(x)}$ est maximal pour la valeur de $x = 2.109$

D'où $M(2.109) = M_z^{max} = 36.193 \text{ KN.m}$.

- pour $0 \leq x \leq 1.26 \text{ m}$



$$T_y = -R_B + 12.225 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow Ty = -R_B = -30.711 \text{ KN.} \\ X=1.26 \longrightarrow Ty = -30.711 + 12.225 \times 1.26 = -15.307 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M_z = R_B X + 12.225 \frac{x^2}{2}$$

$$= 30.711x - 12.225 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.26 \longrightarrow M_z = 28.991 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\ max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

$$M_z^{max} = 36.193 \text{ KN.m.}$$

- Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{max} = -10.858 \text{ KN.m.}$
- En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{max} = 30.764 \text{ KN.m.}$

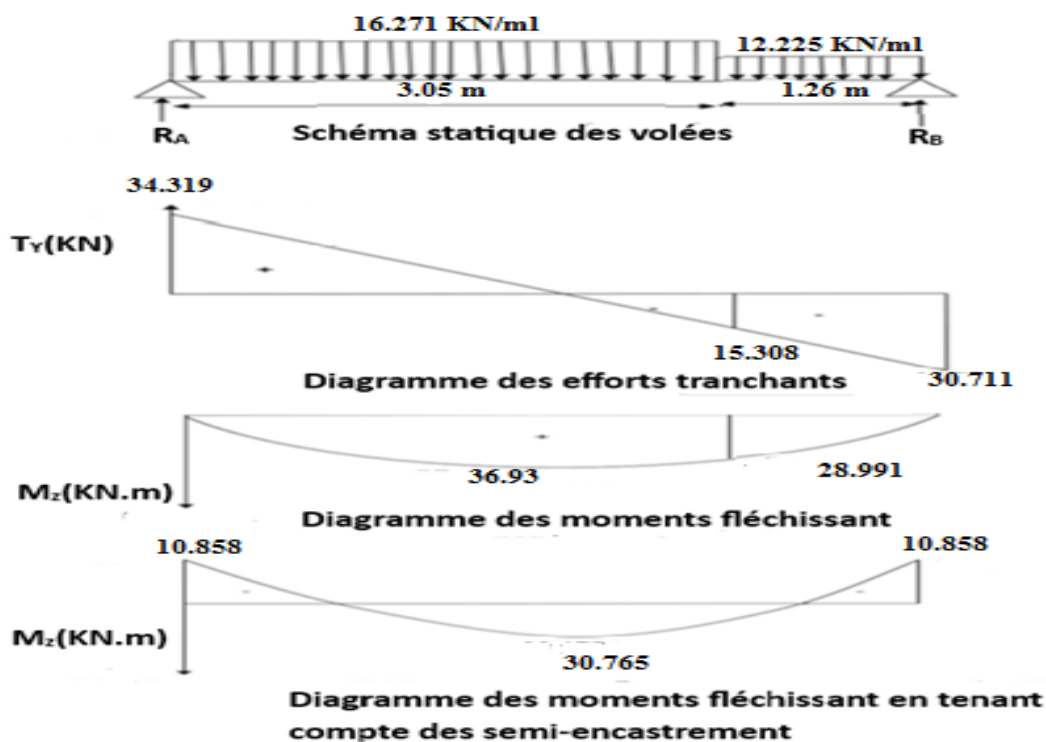


Figure III-32 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III-6-6- Calcul des armatures :**a. En travée :** $M_t = 30.764$ ➤ **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_{t_{max}}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30.764 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0.392.$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

 $\mu_u < \mu_l$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée).

$$\beta = 0,966 \text{ (tableau BAEL annexes).}$$

$$A_u = \frac{M_{u_{t_{max}}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30.764 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 5.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

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

Soit : $A_t = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4\text{HA}14 / \text{ml}$ avec un **Espacement = 25 cm**➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4 \text{ HA}8 / \text{ml}$ avec un **espacement = 25 cm****b. Aux appuis :**➤ **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_{a_{max}}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.858 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0.392.$$

 $\mu_u < \mu_l$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_{u_{a_{max}}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.858 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1.754 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA8/ml}$ avec un **espacement = 20 cm**

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ HA8/ml}$ avec un **espacement = 25 cm.**

III-6-7- Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité:.... (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification au cisaillement :..... (efforts tranchants) : (BAEL modifiée 99 art A.5.1.211) :

on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{max} = 34.319 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{34.319}{100 \times 18} \times 10 = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \longrightarrow$$
 Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification L'adhérence d'entraînement des barres:.... (BAEL91 modifiée 99 art A.6.1.3) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barre il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H. A)}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = 4 \times 14 \times 3,14 = 176,4 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.319 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 176,4} = 1,200 \text{ MPa} <$$

$\bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

4. Écartement des barres:.....(BAEL91 modifiée 99 art A.8.2.42) :

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20 = 60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Travée: $S_t = 25 \text{ cm.}$	}	\longrightarrow	Condition vérifiée.
< 33 cm.			
Appuis : $S_t = 20 \text{ cm.}$			

➤ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(80, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée: $S_t = 25 \text{ cm.}$	}	\longrightarrow	Condition vérifiée.
< 45 cm.			
Appuis : $S_t = 25 \text{ cm.}$			

5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ **Influence sur le béton(BAEL 91 modifié Art A.5.1.313) :**

$$\frac{2 \cdot V_u^{max}}{b \cdot a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a : longueur d'appuis égale à 0,9.d

$$V_u^{max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 100 \times 0,9 \times 18.$$

$V_u^{max} = 34.319 \text{ kN} < 1080 \text{ kN} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ Influence sur les aciers:

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{a} \right).$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(34.319 - \frac{10.858 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = -0.09 \text{ cm}^2 < 0.$$

$A_a 2.51 \text{ cm}^2 \geq -0.09 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

6. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5 \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Nous prenons :

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le **BAEL 91 modifié 99 (Art A.6.1.253)** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est:

$$L_c = 0,4 \cdot L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III-6-8- Calcul à l'ELS :

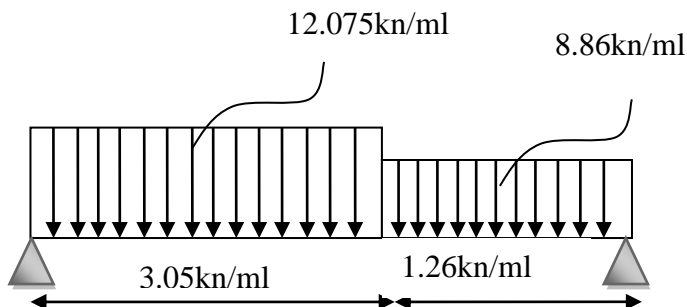


Figure III-33: Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$R_A + R_B = (q_{spai} \times 1.26) + (q_{spai} \times 3.05) = (8.86 \times 1.26) + (12.075 \times 3.05) \\ = 47.992 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 47.992 \text{ kN}$$

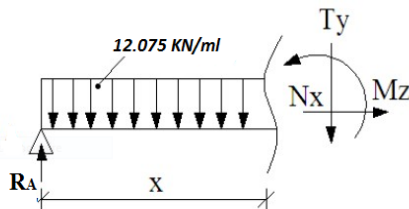
$$\sum \vec{M}/_B = \vec{0}$$

$$R_A(1.26 + 3.05) = q_{upai} \left(\frac{1.26^2}{2} \right) + (q_{upai} \times 3.05) \left(\frac{3.05}{2} + 1.26 \right) \\ = 8.86 \times \left(\frac{1.26^2}{2} \right) + (12.075 \times 3.05) \left(\frac{3.05}{2} + 1.26 \right) = 109.601 \text{ kN}$$

- $R_A = 25.429 \text{ kN}$
- $R_B = 47.992 - 25.429 = 22.563 \text{ kN}$.

2. Calcul des efforts internes :

- Pour $0 \leq x \leq 3.05 \text{ m}$



$$T_y = R_A - 12.075x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow T_y = R_A = 25.429 \text{ kN} \\ X=3.05 \longrightarrow T_y = T_y(3.05) = 25.429 - 12.075 \times 3.05 = -11.399 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_z = R_A X - 12.075 \frac{x^2}{2} \\ = 25.429x - 12.075 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ kN.m} \\ X=3.05 \longrightarrow M_z = 21.394 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

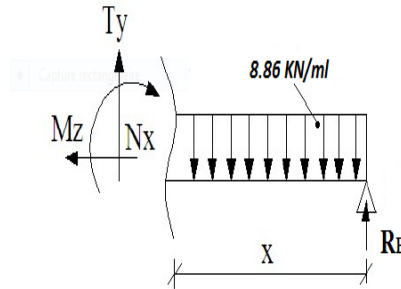
Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad T_y = 0 \longrightarrow -25.429 + 12.075x = 0 \quad x = 2.10m.$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.10m$.

D'où $M(2.10) = M_z^{max} = 26.775 \text{ KN.m}$.

- pour $0 \leq x \leq 1.26m$



$$T_y = -R_B + 8.86 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \longrightarrow T_y = -R_B = -22.563 \text{ KN.} \\ X = 1.26 \longrightarrow T_y = -22.563 + 8.86 \times 1.26 = -11.399 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} M_z &= R_B X + 8.86 \frac{x^2}{2} \\ &= 22.563x - 8.86 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.26 \longrightarrow M_z = 15.529 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u^{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

$$M_z^{max} = 26.775 \text{ KN.m.}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{max} = -8.03 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{max} = 22.76 \text{ KN.m.}$

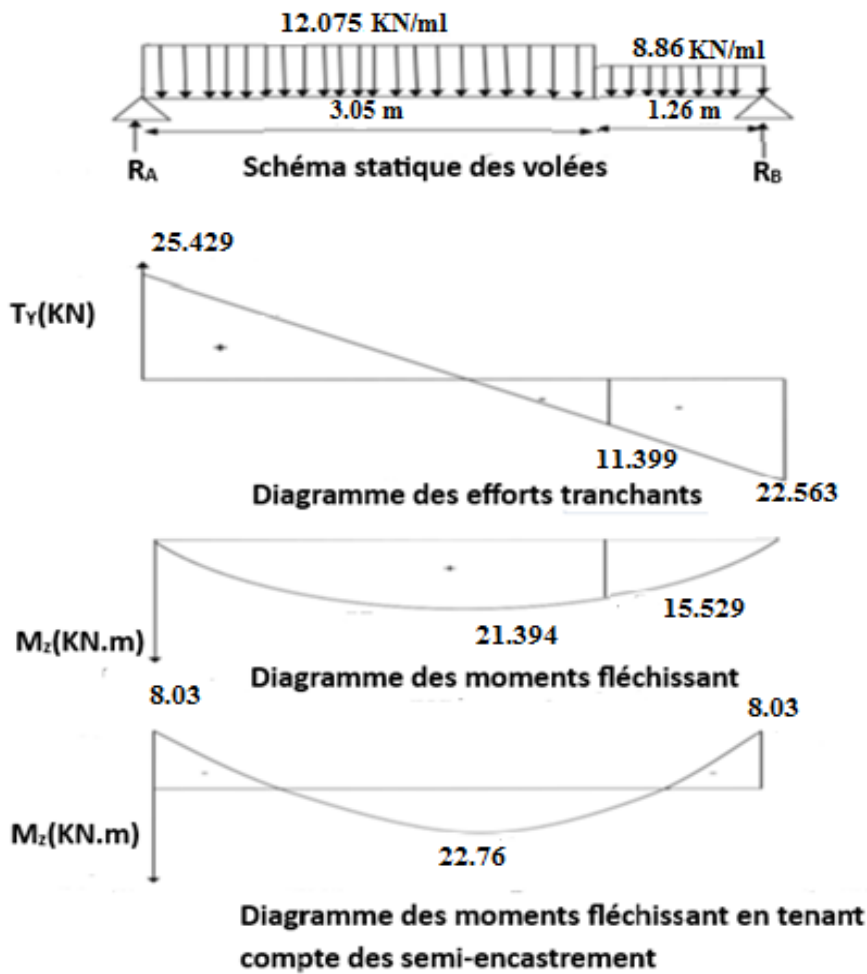


Figure III-34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-6-9- Vérification a l'ELS:

1. État limite de compression du béton :..... (Article A.4.5.2 du BAEL 91)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

➤ En travée $A_t = 4.52\text{cm}^2$.

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

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 18} = 0.342$$

$\rho = 0.342 \longrightarrow \beta = 0.909 \longrightarrow K = 39.95$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{22.76 \times 10^6}{0.909 \times 180 \times 615} = 226.18 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{226.18}{39.95} = 5.661 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$.

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

$$\rho = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.139$$

$$\rho = 0.139 \longrightarrow \beta = 0.9385. \longrightarrow K = 66.305$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8.03 \times 10^6}{0.9385 \times 180 \times 251} = 189.380 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{189.380}{66.305} = 2.856 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. État limite d'ouverture des fissures:.....(Article A.4.5.3.2 du BAEL 91) [14].

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche:.....(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes

Sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=3.47 m)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=18cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{431} = 0,0464 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{431} = 0,0464 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{22.76}{10 \times 26.775} = 0,085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

→ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifiée que :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{F} = \frac{l}{500}.$$

Avec:

$$q_s = \max (q_{spai} ; q_{spai}) = \max (8.86 ; 12.075) = 12.075 \text{ KN/ml}$$

E_v : module de déformation longitudinal différé ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25\text{MPa}.$$

\bar{F} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B0}$$

Avec :

V_1 : la position de l'axe neutre

$S_{xx'}$: Le moment statique

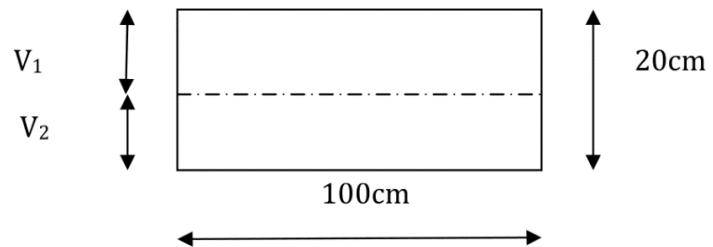
B_0 : la surface de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{bxh^2}{2} + 15. d. A_t = \frac{100x(20)^2}{2} + (15 \times 4.52 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b.h + 15.A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{10}{3}(10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2.$$

$$I = 70863.60 \text{ cm}^4.$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12.075 \times 4.31^4 \times 10^8}{10818.86 \times 70863.60} = 0.70 \text{ cm} < \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}.$$

$F < \bar{F}$ \longrightarrow La Condition est vérifiée.

On conclut que les armatures à l'ELU sont suffisantes

CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour l'escalier :

Ferrailage de l'escalier**➤ En travée :**

Armatures principales : 4HA12/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm.

Armatures de répartition : 4HA12/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm.

➤ Aux appuis :

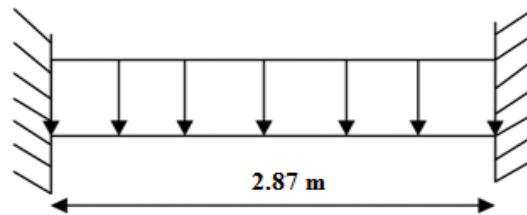
Armatures principales : 5HA8/ml avec un espacement $S_t = 20$ cm.

Armatures de répartition : 4HA8/ml avec un espace $S_t = 25$ cm.

III-7- La Poutre palière

III-7-1- Introduction

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière. Cette dernière est soumise à son poids propre, au poids du mur en maçonnerie et à la réaction de la paillasse. Cette poutre est semi-encastree à ses extrémités dans les poteaux. Sa portée max est de 2.87m.



III-7-2- Pré-dimensionnement :

1. La hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$\Rightarrow \frac{287}{15} \leq h \leq \frac{287}{10} \Rightarrow 19.13\text{cm} \leq h \leq 28.7\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 ($h \geq 30\text{cm}$) :

On adopte : $h = 30\text{ cm}$

2. Largeur de la poutre :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 ($b \geq 20\text{cm}$) :

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

❖ Vérification des conditions RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25 > 20 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 30 = 30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour une section $(25 \times 30)\text{ cm}^2$.

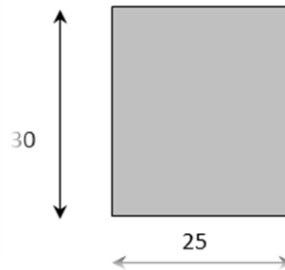


Figure III- 35: Dimensions de la poutre palière.

III-7-3- Détermination des charges :

a. Charge permanent :

Poids propre de la poutre palière : $G_{pp} = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1.875 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$

b. Surcharge d'exploitation :

Réaction du palier sur la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU :} \quad R_u = 30.711 \text{ KN.} \\ \text{A l'ELS :} \quad R_s = 22.563 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III-7-4- Calcul à L'ELU :

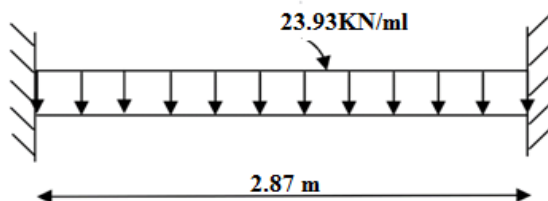


Figure III-37 : Dimensions de la poutre palière.

• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 \cdot G_{pp} + \frac{2 \cdot T_u}{L} = 1,35 \times 1.875 + \frac{2 \times 30.711}{2.87} = 23.93 \text{ kN/ml}$$

• **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{23.93 \times 2.87}{2} = 34.34 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 34.34 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

$$0 \text{ m} \leq x \leq 2.87 \text{ m}$$

$$M_0 = M_{\max}(x) = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{23.93 \times (2.87^2)}{8} = 24.64 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{q_u l}{2} = \frac{23.93 \times 2.87}{2} = 34.34 \text{ kN}$$

- **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 24.64 = -7.39 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 24.64 = 20.94 \text{ kN.m}$$

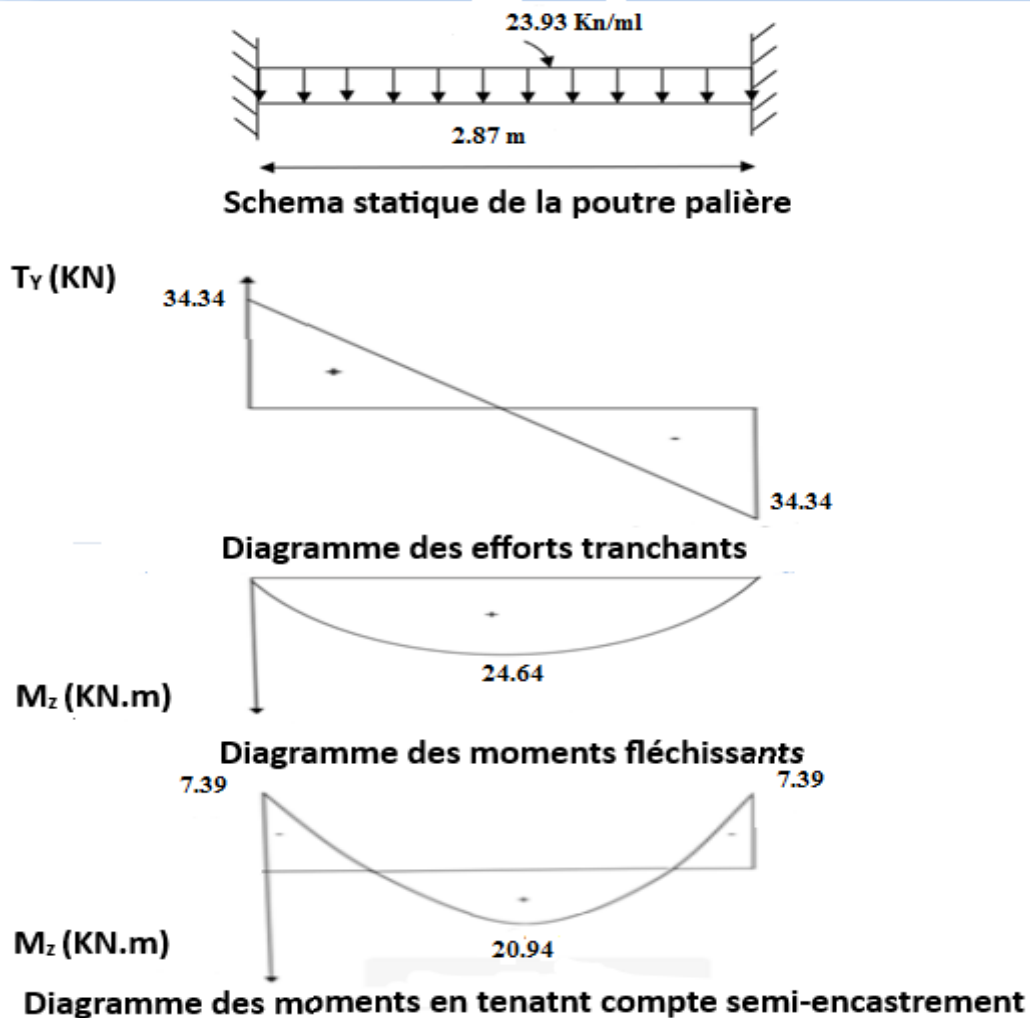


Figure III-38 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-7-5- Calcul des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm, } b = 25 \text{ cm.} \\ d = 28 \text{ cm, } c = 2 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.39 \times 10^6}{250 \times (280^2) \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.046 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.39 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0.768 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.94 \times 10^6}{300 \times (280^2) \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.109 \longrightarrow \beta = 0.9425.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.94 \times 10^3}{0,9425 \times 28 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

III-7-6- Vérification à L'ELU:

a. **Condition non fragilité:.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} < A_a \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

- $A_{min} < A_t \rightarrow$ **condition vérifiée**

b. Vérification au cisaillement(BAEL91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$= \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{34.34}{30 \times 28} = 0,040 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.34}{0,9 \times 280 \times 113.04} \times 10^3 = 1.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}.$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

d. Calcul des armatures transversales :

1. Diamètre des armatures transversales.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(0,8; 14; 2.5) = 8 \text{ mm}$$

Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm².**

2. Espacement max des armatures transversales:.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(25.2; 40) = 25.2 \text{ cm}$$

Soit $\longrightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

e. Exigence du RPA pour les aciers transversaux:.....(Art 7.5.2.2/RPA2003).

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_a ; 30 \right) = \min (7,5 ; 12 ; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t=8 cm**

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : **S_t=15 cm.**

Selon le **RPA 99** la section d'armature transversale doit être vérifiée:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Ancrage des barres aux appuis:.....(BAEL 91 modifiée 99 art A.6.1.22) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}.$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835.$$

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

Soit : L_s = 45 cm.

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1, 253) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à 0.4L_s pour les aciers HA.

$$\ell_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III-7-7- Calcul à L'ELS :**a. Combinaison de charges :**

$$q_s = G_{pp} + \frac{2 \cdot T_s}{L} = 2.625 + \frac{2 \times 22.563}{2.87} = 18.34 \text{ kN/ml}$$

b. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{18.34 \times 2.87}{2} = 26.32 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 26.32 \text{ kN}$$

c. Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{18.34 \times 2.87}{2} = 26.32 \text{ kN.}$$

$$T_u^{\max} = 26.32 \text{ kN.}$$

d. Moment isostatique:

$$M_{s0} = M_s^{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{18.34 \times (2.87^2)}{8} = 31.275 = 18.88 \text{ kN.m}$$

$$M_s^{\max} = 18.88 \text{ kN.m.}$$

e. En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 18.88 = -5.664 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 18.88 = 16.048 \text{ kN.m}$$

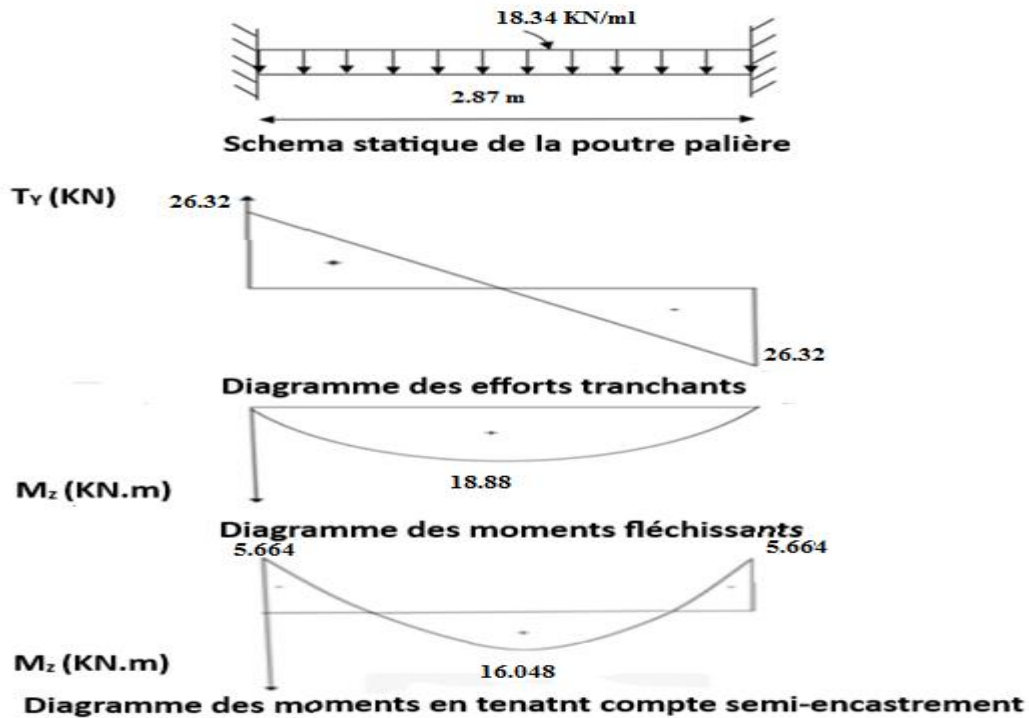


Figure III-39: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-7-8- Vérifications à L'ELS :

a. La contrainte dans l'Acier:

Aucune vérification n'est nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

b. États limite de compression dans le béton :..... (BAEL 91 modifié 99 Art. A 4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$

• **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 4.62 \text{ cm}^2. \\ M_{st} = 26.584 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{100 \times 28} = 0.165.$$

$$\rho = 0.165 \longrightarrow \beta = 0.9335 \longrightarrow K = 60.15.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times At} = \frac{26.584 \times 10^6}{0.9335 \times 280 \times 462} = 220.144 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{220.144}{60.15} = 3.66 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$\left[\begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2. \\ M_{sa} = 9.383 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 28} = 0.121.$$

$$\rho = 0.121. \longrightarrow \beta = 0.9425. \longrightarrow K = 71.965.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times At} = \frac{9.383 \times 10^6}{0.9425 \times 280 \times 339} = 104.882 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{104.882}{71.965} = 1.457 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=2.87 m)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=28cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{431} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{431} = 0,046 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{26.584}{10 \times 31.275} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.62}{100 \times 18} = 0,002 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➔ Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il y'a lieu de vérifier la flèche.

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{F} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$q_s = \max (q_{Spai} ; q_{Spai}) = \max (8.86 ; 12.075) = 12.075 \text{ KN/ml}$$

E_v : module de déformation longitudinal différé ;

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818.87 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

\bar{F} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B0}$$

Avec :

V_1 : la position de l'axe neutre

$S_{xx'}$: Le moment statique

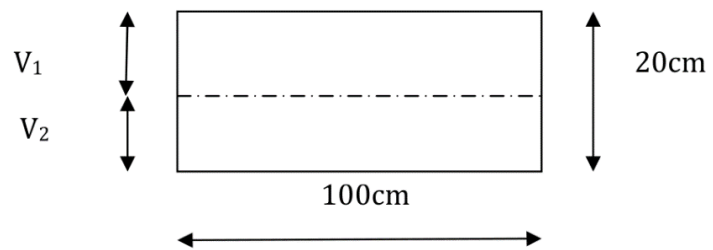
$B0$: la surface de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{bxh^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_t = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 4.52 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm} \quad \longrightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{10}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2.$$

$$I = 70863.60 \text{ cm}^4.$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12.075 \times 4.31^4 \times 10^8}{10818.86 \times 70863.60} = 0.4 \text{ cm} < \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}.$$

$F < \bar{F}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

On conclut que les armatures à l'ELU sont suffisantes.

CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

Ferrailage de la poutre palière

- **Armatures longitudinales :**
 - . **Armatures supérieures (Aux appuis) :3HA 14.**
 - . **Armatures inférieures (En travée) :3HA 14.**
- **Armatures transversales :**
 - . **Un cadre et un étrier en HA 8.**

CHAPITRE IV:

Étude

De contreventement

IV-1- Introduction :

Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité, vis-à-vis les charges horizontales (séisme, vent)

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans les deux sens ; longitudinale et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chacun de ces éléments (portiques et voiles), afin de définir le type de contreventement.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux

IV-2- caractéristiques géométriques des portiques :**IV-2-1- Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :**

- **Hypothèse de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

- **Rigidité linéaire d'un poteau :**

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

Avec :

I_p : moment d'inertie de l'élément.

h_c : hauteur calculée du poteau.

L_c : longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \min (h + 1/2 e_{poteaux}, h_0)$$

$$l_c = \min (l + 1/2 e_{poutre}, l_0)$$

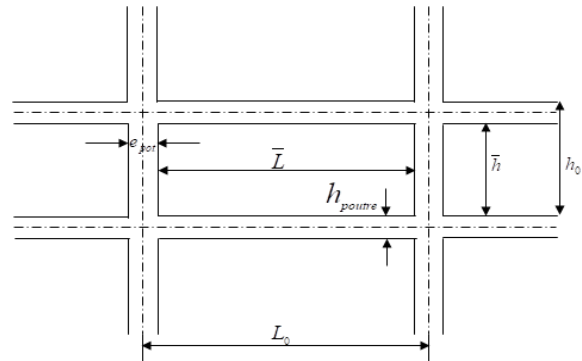


Figure IV-1 : Identification des paramètres.

IV-2-2- Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

➤ Cas de niveau terrasse et étage courant : $K = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$

Avec :

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau).

➤ Cas du RDC : $K = \frac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$

Avec :

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

IV-2-3- Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} » :

➤ Cas de niveau terrasse et étage courant : $a_j = \frac{K}{2+K}$

➤ Cas du RDC (avec encastrement du poteau à sa base) : $a_j = \frac{0.5+K}{2+K}$

IV-2-4- Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j » :

$$r_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{POTEAU}}{h_c^3} a_j$$

Avec :

E_i : module de déformations instantanées du béton $E=3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h'	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
8	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
7	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
6	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
5	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
4	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
3	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
2	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,57207
1	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,57207
RDC	50	50	520833,333	408	35	373	50	398	1759,57207

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h'	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
8	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,9207458
7	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,9207458
6	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,9207458
5	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467071
4	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1164,288756
3	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1164,288756
2	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805269
1	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805269
RDC	50	50	520833,333	408	40	368	50	393	1325,275649

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Rigidité des poutres suivant les sens (x-x) :

Niveau	Travées	b	h	I	L0	e pot	L'	h ptre	Lc	K
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ³)
6ème,7ème 8ème	1_2	30	35	107187,5	425	40	385	35	402,5	266,304348
	2_3	30	35	107187,5	430	40	390	35	407,5	263,03681
	3_4	30	35	107187,5	430	40	390	35	407,5	263,03681
	4_5	30	35	107187,5	430	40	390	35	407,5	263,03681
	5_6	30	35	107187,5	430	40	390	35	407,5	263,03681
3ème,4ème 5ème	1_2	30	35	107187,5	425	45	380	35	397,5	269,654088
	2_3	30	35	107187,5	430	45	385	35	402,5	266,304348
	3_4	30	35	107187,5	430	45	385	35	402,5	266,304348
	4_5	30	35	107187,5	430	45	385	35	402,5	266,304348
	5_6	30	35	107187,5	430	45	385	35	402,5	266,304348
RDC , 1ère 2ème	1_2	30	35	107187,5	425	50	375	35	392,5	273,089172
	2_3	30	35	107187,5	430	50	380	35	397,5	269,654088
	3_4	30	35	107187,5	430	50	380	35	397,5	269,654088
	4_5	30	35	107187,5	430	50	380	35	397,5	269,654088
	5_6	30	35	107187,5	430	50	380	35	397,5	269,654088

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Rigidité des poutres suivant les sens (y-y) :

Niveau	Travées	b	h	I	L0	e pot	L'	h ptre	Lc	K
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ³)
6ème,7ème 8ème	1_2	30	40	160000	390	40	350	40	370	432,432432
	2_3	30	40	160000	390	40	350	40	370	432,432432
	3_4	30	40	160000	330	40	290	40	310	516,129032
	4_5	30	40	160000	390	40	350	40	370	432,432432
	5_6	30	40	160000	390	40	350	40	370	432,432432
3ème,4ème 5ème	1_2	30	40	160000	390	45	345	40	365	438,356164
	2_3	30	40	160000	390	45	345	40	365	438,356164
	3_4	30	40	160000	330	45	285	40	305	524,590164
	4_5	30	40	160000	390	45	345	40	365	438,356164
	5_6	30	40	160000	390	45	345	40	365	438,356164
RDC,1er 2ème	1_2	30	40	160000	390	50	340	40	360	444,444444
	2_3	30	40	160000	390	50	340	40	360	444,444444
	3_4	30	40	160000	330	50	280	40	300	533,333333
	4_5	30	40	160000	390	50	340	40	360	444,444444
	5_6	30	40	160000	390	50	340	40	360	444,444444

Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Rigidité des portiques suivant le sens (x-x) :

Niveau	Travées	K poutre	poteau	K poteau	K'	aij	E	hc	Rij x	Rij x
6ème,7ème 8ème	1_2	266,304348	1	733,104237	0,36	0,15	32164,2	291	5012,13	23724,17
	2_3	263,03681	2	733,104237	0,35	0,14	32164,2	291	4678,01	
	3_4	263,03681	3	733,104237	0,35	0,14	32164,2	291	4678,01	
	4_5	263,03681	4	733,104237	0,35	0,14	32164,2	291	4678,01	
	5_6	263,03681	5	733,104237	0,35	0,14	32164,2	291	4678,01	
3ème,4ème 5ème	1_2	269,654088	1	1164,28876	0,23	0,1	32164,2	293,5	5216,73	23996,93
	2_3	266,304348	2	1164,28876	0,22	0,09	32164,2	293,5	4695,05	
	3_4	266,304348	3	1164,28876	0,22	0,09	32164,2	293,5	4695,05	
	4_5	266,304348	4	1164,28876	0,22	0,09	32164,2	293,5	4695,05	
	5_6	266,304348	5	1164,28876	0,22	0,09	32164,2	293,5	4695,05	
2ème	1_2	273,089172	1	1759,57207	0,16	0,07	32164,2	296	5425,94	24029,18
	2_3	269,654088	2	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	3_4	269,654088	3	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	4_5	269,654088	4	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	5_6	269,654088	5	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
1 er	1_2	273,089172	1	1759,57207	0,16	0,07	32164,2	296	5425,94	24029,18
	2_3	269,654088	2	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	3_4	269,654088	3	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	4_5	269,654088	4	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
	5_6	269,654088	5	1759,57207	0,15	0,06	32164,2	296	4650,81	
RDC	1_2	273,089172	1	1759,57207	0,16	0,31	32164,2	398	9884,73	48148,21
	2_3	269,654088	2	1759,57207	0,15	0,3	32164,2	398	9565,87	
	3_4	269,654088	3	1759,57207	0,15	0,3	32164,2	398	9565,87	
	4_5	269,654088	4	1759,57207	0,15	0,3	32164,2	398	9565,87	
	5_6	269,654088	5	1759,57207	0,15	0,3	32164,2	398	9565,87	

Tableau IV-5 : Rigidités relative des portiques dans le sens longitudinal.

Rigidité des portiques suivant le sens (y-y)

Niveau	Travées	K poutre	poteau	K poteau	K'	aij	E	hc	Rij x	Rij x
6ème,7ème 8ème	1_2	432,43243	1	745,920746	0,58	0,22	32164,2	286	7443,49	38925,36
	2_3	432,43243	2	745,920746	0,58	0,22	32164,2	286	7443,49	
	3_4	516,12903	3	745,920746	0,69	0,26	32164,2	286	9151,4	
	4_5	432,43243	4	745,920746	0,58	0,22	32164,2	286	7443,49	
	5_6	432,43243	5	745,920746	0,58	0,22	32164,2	286	7443,49	
3ème,4ème 5ème	1_2	438,35616	1	1184,46707	0,37	0,16	32164,2	288,5	8788,3	45040,04
	2_3	438,35616	2	1184,46707	0,37	0,16	32164,2	288,5	8788,3	
	3_4	524,59016	3	1184,46707	0,44	0,18	32164,2	288,5	9886,84	
	4_5	438,35616	4	1184,46707	0,37	0,16	32164,2	288,5	8788,3	
	5_6	438,35616	5	1184,46707	0,37	0,16	32164,2	288,5	8788,3	
2ème	1_2	444,4444	1	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	46499,51
	2_3	444,4444	2	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	3_4	533,3333	3	1789,80527	0,3	0,13	32164,2	291	10605,15	
	4_5	444,4444	4	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	5_6	444,4444	5	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
1 er	1_2	444,4444	1	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	46499,51
	2_3	444,4444	2	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	3_4	533,3333	3	1789,80527	0,3	0,13	32164,2	291	10605,15	
	4_5	444,4444	4	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	5_6	444,4444	5	1789,80527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
RDC	1_2	444,4444	1	1325,27527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	41168,99
	2_3	444,4444	2	1325,27527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	3_4	533,3333	3	1325,27527	0,3	0,13	32164,2	291	10605,15	
	4_5	444,4444	4	1325,27527	0,25	0,11	32164,2	291	8973,59	
	5_6	444,4444	5	1325,27527	0,25	0,11	32164,2	393	3643,07	

Tableau IV-6: Rigidité relative des portiques dans le sens transversal.

IV-3- Calcul des inerties des voiles :

IV-3-1- Caractéristiques géométriques des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous N'aurons donc à calculer que les refends pleins.

IV-3-2- Calcul des inerties des refends pleins:

a. Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{el^3}{12} \\ I_x &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b. Les refends transversaux:

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{el^3}{12} \\ I_y &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

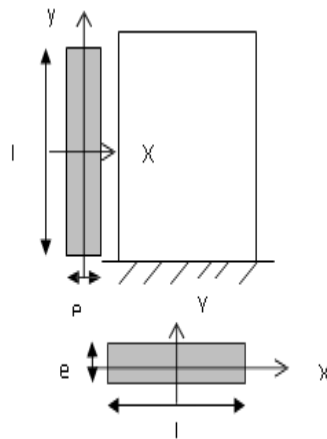


Fig.IV.2. Vue en plan et en coupe des refends

- Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

- Sens longitudinal :

Niveau	Voiles	Li (cm)	ei (cm)	I (m4)	I(m4)Totale
RDC/8 ème étage	VT1	1,5	0,2	0,05625	0,95552
	VT2	1,5	0,2	0,05625	
	VT3	1,5	0,2	0,05625	
	VT4	1,8	0,2	0,0972	
	VT5	1,5	0,2	0,05625	
	VT6	2,5	0,2	0,26041	
	VT7	2,5	0,2	0,26041	
	VT8	1,5	0,2	0,05625	
	VT9	1,5	0,2	0,05625	

Tableau IV-7 : Inertie des voiles des étages courants dans le sens longitudinal.

- Sens transversal :

Niveau	Voiles	Li (cm)	ei (cm)	I (m4)	I(m4)Totale
RDC-8 ème étage	VT1	2,5	0,2	0,26041	1,34854
	VT2	2,5	0,2	0,26041	
	VT3	1,8	0,2	0,0972	
	VT4	1,8	0,2	0,0972	
	VT5	1,5	0,2	0,05625	
	VT6	1,5	0,2	0,05625	
	VT7	2,5	0,2	0,26041	
	VT8	2,5	0,2	0,26041	

Tableau IV-8 : Inertie des voiles des étages courants dans le sens transversal.

IV-4- Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV-4-1- Principe de la méthode:

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-4-2- Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires:

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m⁴**, soumis au même système de Forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la Méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

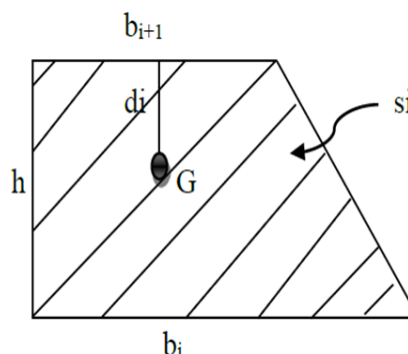
$$f_i = \frac{\sum S_j d_j}{EI}$$

Avec : **S_j**: Surface du trapèze.

d_j : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_j = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_j}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base: $d_j = \frac{h_j(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



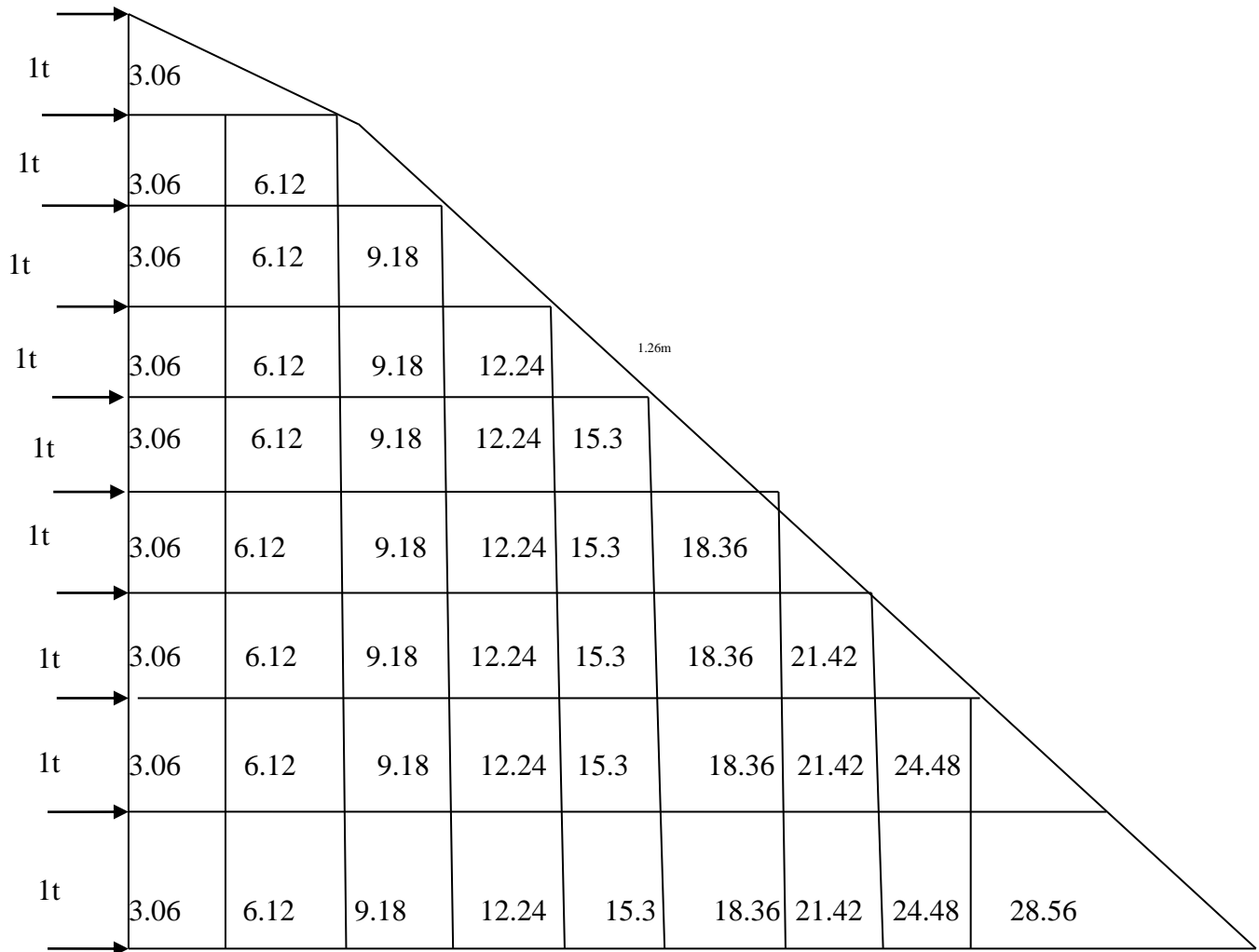


Figure IV-3: Diagramme des moments des aires.

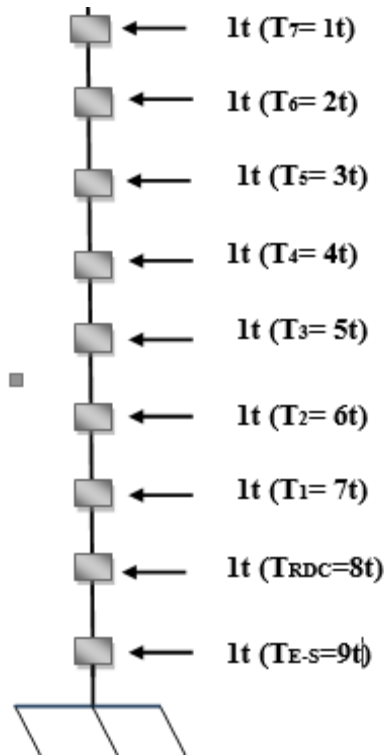


Figure IV-4 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h (m)	Bi	Bi+1	Si (m*m)	di	di Si	fix EI
8	3,06	3,06	0	4,682	2,04	9,55	2406,02
7	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,43	2396,47
6	3,06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,63	2363,04
5	3,06	30,6	18,36	74,909	1,658	124,2	2291,41
4	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01	2167,21
3	3,06	64,26	45,9	168,55	1,615	272,21	1976,21
2	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,74	1703,99
1	3,06	110,31	85,68	349,842	1,86	650,7	1336,94
RDC	4,08	138,69	110,31	444,465	1,85	822,26	822,26

Tableau IV-9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV-4-3- Calcul du déplacement des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i »

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

- La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau

$$E \cdot \theta = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- Inerties fictives des portiques

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

- Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Niveau	portique	Raideur et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inerties fictives	
		$\sum k_{pot}$	$\sum K_{pot}$	Mn	Mn+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn = $\sum \Delta_n$		Efn	Ien
8	A-B	0,00439862	0,0065921	3,06	0	19,34	77,31	570,12	3641,98	2406,02	0,75	4
	B-C	0,00439862	0,0065921	3,06	0	19,34	77,31	236,57		2406,02		
	C-D	0,00439862	0,0065921	3,06	0	19,34	77,31	236,57		2406,02		
	D-E	0,00439862	0,0065921	3,06	0	19,34	77,31	236,57		2406,02		
	E-F	0,00439862	0,0065921	3,06	0	19,34	96,65	670,22		2406,02		
7	A-B	0,00439862	0,0065921	6,12	3,06	58,02	173,96	685,79	3920,78	2396,47	0,65	3,25
	B-C	0,00439862	0,0065921	6,12	3,06	58,02	173,96	685,79		2396,47		
	C-D	0,00439862	0,0065921	6,12	3,06	58,02	173,96	685,79		2396,47		
	D-E	0,00439862	0,0065921	6,12	3,06	58,02	173,96	685,79		2396,47		
	E-F	0,00439862	0,0065921	6,12	3,06	58,02	193,3	790,12		2396,47		
6	A-B	0,00439862	0,0065921	9,18	6,12	96,7	270,62	1750,56	9823,4	2363,04	0,3	1,5
	B-C	0,00439862	0,0065921	9,18	6,12	96,7	270,62	1750,56		2363,04		
	C-D	0,00439862	0,0065921	9,18	6,12	96,7	270,62	1750,56		2363,04		
	D-E	0,00439862	0,0065921	9,18	6,12	96,7	270,62	1750,56		2363,04		
	E-F	0,00439862	0,0065921	9,18	6,12	96,7	288,96	2021,22		2363,04		
5	A-B	0,00698573	0,00667425	12,24	9,18	133,72	279,73	2011,4	12450,21	2291,41	0,19	0,95
	B-C	0,00698573	0,00667425	12,24	9,18	133,72	279,73	2011,4		2291,41		
	C-D	0,00698573	0,00667425	12,24	9,18	133,72	279,73	2011,4		2291,41		
	D-E	0,00698573	0,00667425	12,24	9,18	133,72	279,73	2011,4		2291,41		
	E-F	0,00698573	0,00667425	12,24	9,18	133,72	298,07	2160,91		2291,41		
4	A-B	0,00698573	0,00667425	15,3	12,24	171,92	354,43	2190,92	15778,88	2167,21	0,09	0,45
	B-C	0,00698573	0,00667425	15,3	12,24	171,92	354,43	1084,55		2167,21		
	C-D	0,00698573	0,00667425	15,3	12,24	171,92	354,43	1084,55		2167,21		
	D-E	0,00698573	0,00667425	15,3	12,24	171,92	354,43	1084,55		2167,21		
	E-F	0,00698573	0,00667425	15,3	12,24	171,92	372,77	2260,23		2167,21		
3	A-B	0,00698573	0,00667425	18,36	15,3	210,13	429,17	2390,8	16919,06	1976,21	0,05	0,25
	B-C	0,00698573	0,00667425	18,36	15,3	210,13	429,17	2390,8		1976,21		
	C-D	0,00698573	0,00667425	18,36	15,3	210,13	429,17	2390,8		1976,21		
	D-E	0,00698573	0,00667425	18,36	15,3	210,13	429,17	2390,8		1976,21		
	E-F	0,00698573	0,00667425	18,36	15,3	210,13	446,49	3460,32		1976,21		
2	A-B	0,01077343	0,0067548	21,42	18,36	245,38	472,48	3557,84	18642,26	1703,99	0,04	0,2
	B-C	0,01077343	0,0067548	21,42	18,36	245,38	472,48	3557,84		1703,99		
	C-D	0,01077343	0,0067548	21,42	18,36	245,38	472,48	3557,84		1703,99		
	D-E	0,01077343	0,0067548	21,42	18,36	245,38	472,48	3557,84		1703,99		
	E-F	0,01077343	0,0067548	21,42	18,36	245,38	492,54	4350,28		1703,99		
1	A-B	0,01077343	0,0067548	24,48	21,42	283,13	520,28	4445,79	20993,28	1336,94	0,03	0,15
	B-C	0,01077343	0,0067548	24,48	21,42	283,13	520,28	1445,79		1336,94		
	C-D	0,01077343	0,0067548	24,48	21,42	283,13	520,28	1445,79		1336,94		
	D-E	0,01077343	0,0067548	24,48	21,42	283,13	520,28	1445,79		1336,94		
	E-F	0,01077343	0,0067548	24,48	21,42	283,13	540,13	4540,23		1336,94		
RDC	A-B	0,01077343	0,0067548	28,56	24,48	327,17	548,08	5524,23	28267,87	825,23	0,02	0,1
	B-C	0,01077343	0,0067548	28,56	24,48	327,17	548,08	5524,23		825,23		
	C-D	0,01077343	0,0067548	28,56	24,48	327,17	548,08	5524,23		825,23		
	D-E	0,01077343	0,0067548	28,56	24,48	327,17	548,08	5524,23		825,23		
	E-F	0,01077343	0,0067548	28,56	24,48	327,17	569,42	5920,3		825,23		

Tableau IV-10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveau	portique	Raideur et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inerties fictives	
		k pot	K pout	Mn	Mn+1	Eθn	Eψn	EΔn	Dn = ΣΔn		Efn	I en
8	A-B	0,00439862	0,00709131	3,06	0	17,98	75,95	232,407	1217,048	2406,02	1,5	7,5
	B-C	0,00439862	0,00709131	3,06	0	17,98	75,95	232,407		2406,02		
	C-D	0,00439862	0,00709131	3,06	0	17,98	75,95	232,407		2406,02		
	D-E	0,00439862	0,00709131	3,06	0	17,98	75,95	232,407		2406,02		
	E-F	0,00439862	0,00709131	3,06	0	17,98	93,93	287,4258		2406,02		
7	A-B	0,00439824	0,00709131	6,12	3,06	53,94	169,88	519,8328	2654,18	2396,47	0,6	3
	B-C	0,00439824	0,00709131	6,12	3,06	53,94	169,88	519,8328		2396,47		
	C-D	0,00439824	0,00709131	6,12	3,06	53,94	169,88	519,8328		2396,47		
	D-E	0,00439824	0,00709131	6,12	3,06	53,94	169,88	519,8328		2396,47		
	E-F	0,00439824	0,00709131	6,12	3,06	53,94	187,86	574,8516		2396,47		
6	A-B	0,00439824	0,00709131	9,18	6,12	89,9	263,82	807,2892	4088,89	2363,04	0,36	1,8
	B-C	0,00439824	0,00709131	9,18	6,12	89,9	263,82	807,2892		2363,04		
	C-D	0,00439824	0,00709131	9,18	6,12	89,9	263,82	807,2892		2363,04		
	D-E	0,00439824	0,00709131	9,18	6,12	89,9	263,82	807,2892		2363,04		
	E-F	0,00439824	0,00709131	9,18	6,12	89,9	280,96	859,7376		2363,04		
5	A-B	0,00698728	0,00718679	12,24	9,18	124,19	270,2	826,812	4188,344	2291,41	0,33	1,65
	B-C	0,00698728	0,00718679	12,24	9,18	124,19	270,2	826,812		2291,41		
	C-D	0,00698728	0,00718679	12,24	9,18	124,19	270,2	826,812		2291,41		
	D-E	0,00698728	0,00718679	12,24	9,18	124,19	270,2	826,812		2291,41		
	E-F	0,00698728	0,00718679	12,24	9,18	124,19	287,94	881,0964		2291,41		
4	A-B	0,00698573	0,00718679	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,0708	5289,6332	2167,21	0,21	1,05
	B-C	0,00698573	0,00718679	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,0708		2167,21		
	C-D	0,00698573	0,00718679	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,0708		2167,21		
	D-E	0,00698573	0,00718679	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,0708		2167,21		
	E-F	0,00698573	0,00718679	15,3	12,24	159,67	359,92	1101,3552		2167,21		
3	A-B	0,00698573	0,00718679	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,3602	6386,34	1976,21	0,11	0,55
	B-C	0,00698573	0,00718679	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,3602		1976,21		
	C-D	0,00698573	0,00718679	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,3602		1976,21		
	D-E	0,00698573	0,00718679	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,3602		1976,21		
	E-F	0,00698573	0,00718679	18,36	15,3	195,15	430,36	1316,9016		1976,21		
2	A-B	0,00900058	0,00728488	21,42	18,36	227,53	560,23	1714,3	8638,51	1703,99	0,08	0,4
	B-C	0,00900058	0,00728488	21,42	18,36	227,53	560,23	1714,3		1703,99		
	C-D	0,00900058	0,00728488	21,42	18,36	227,53	560,23	1714,3		1703,99		
	D-E	0,00900058	0,00728488	21,42	18,36	227,53	560,23	1714,3		1703,99		
	E-F	0,00900058	0,00728488	21,42	18,36	227,53	582,13	1781,3178		1703,99		
1	A-B	0,00900058	0,00728488	24,48	21,42	265,45	2579,19	7892,3217	39524,09	1336,94	0,06	0,3
	B-C	0,00900058	0,00728488	24,48	21,42	265,45	2579,19	7892,3217		1336,94		
	C-D	0,00900058	0,00728488	24,48	21,42	265,45	2579,19	7892,3217		1336,94		
	D-E	0,00900058	0,00728488	24,48	21,42	265,45	2579,19	7892,3217		1336,94		
	E-F	0,00900058	0,00728488	24,48	21,42	265,45	2599,61	7954,8066		1336,94		
RDC	A-B	0,00900058	0,00728488	28,56	24,48	306,29	2950,56	12038,28	52120,75	825,23	0,03	0,15
	B-C	0,00900058	0,00728488	28,56	24,48	306,29	2950,56	12038,28		825,23		
	C-D	0,00900058	0,00728488	28,56	24,48	306,29	2950,56	12038,28		825,23		
	D-E	0,00900058	0,00728488	28,56	24,48	306,29	2950,56	12038,28		825,23		
	E-F	0,00900058	0,00728488	28,56	24,48	306,29	2797,42	11413,47		825,23		

Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Moyenne
Sens longitudinale	0,1	0,15	0,2	0,25	0,45	0,95	1,5	3,25	4	1,21
Sens transversale	0,15	0,3	0,4	0,55	1,05	1,65	1,8	3	7,5	1,82

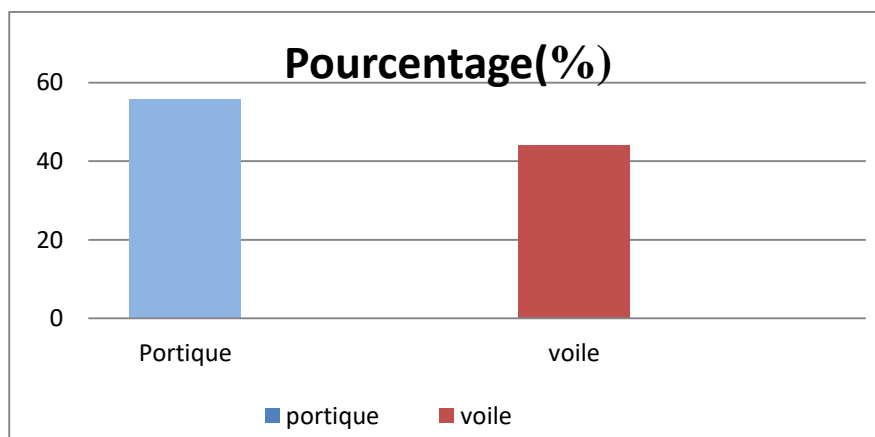
Tableau IV-12 : Résumé des inerties fictives des portiques.

IV-5- Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Sens longitudinal:**

	Inertie	Pourcentage (%)
Portique	1,21	55,87
voile	0,95552	44,13
Portique+voile	2,16552	100

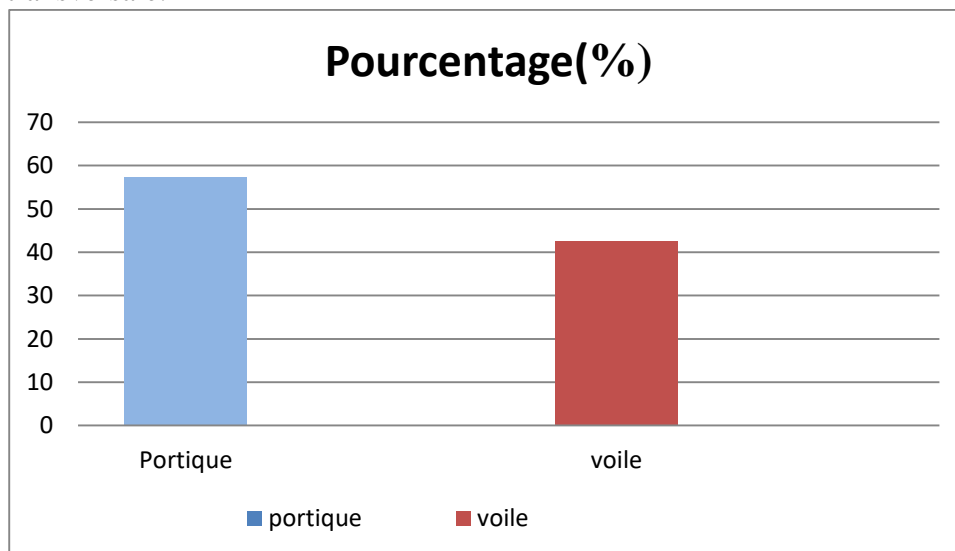
Tableau IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.



- Sens transversal :

	Inertie (m4)	Pourcentage (%)
Portique	1.82	57.44
voile	1.34854	42.56
Portique+ voile	3.16854	100

Tableau IV-14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversale.



Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons

Constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens

Transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de

L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte**, d'où la valeur de coefficient de comportement de la structure est (**R=5**).

CHAPITRE V:
Modélisation et
vérification des
exigences de l’RPA

V-1- Modélisation de la structure

Introduction:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable, Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits. Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

V-1-1- Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

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 verticales et 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 et statiques.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

V-1-2- Choix de la méthode:

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

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

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le (RPA99/version2003)

V-1-2-1- Présentation de la méthode dynamique modale spectrale:

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques

V-1-3- Étapes de modélisation:

Dans notre étude, nous avons utilisé la version ETABS 9.7. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suite :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc).
- Spécification propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...etc).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie du modèle:

a. Choix des unités :

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran, l'unité dans notre cas est **KN.m**



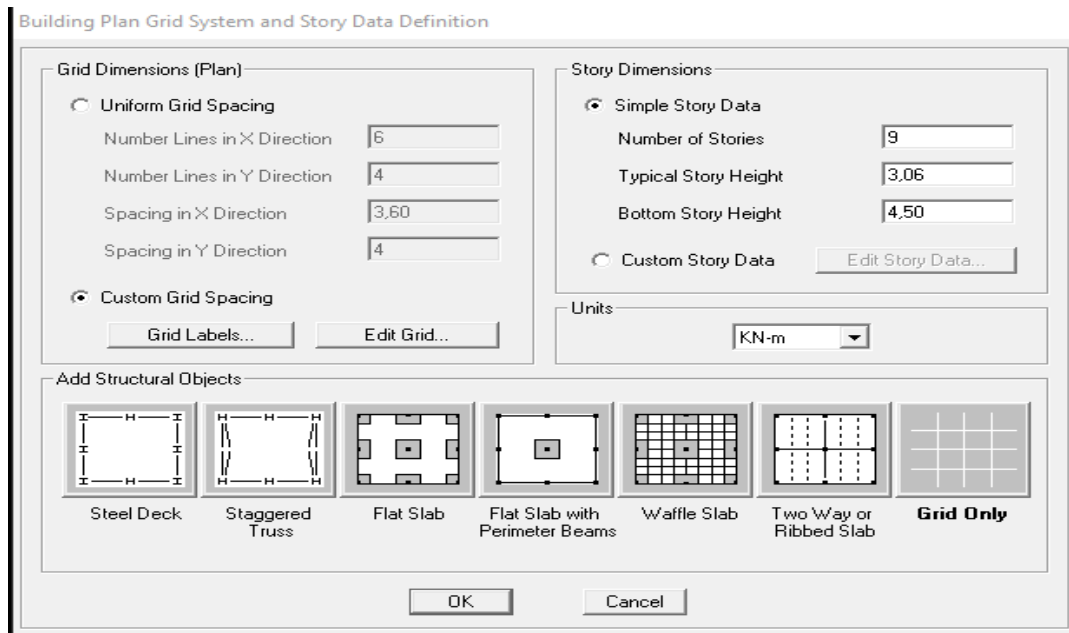
b. Géométrie de la base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** ⇒ **New model**.

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur " **No**".

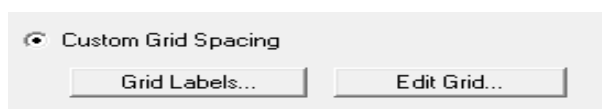
Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x : **6**
- Le nombre de portiques suivant y-y : **6**
- Le nombre d'étages : **9**

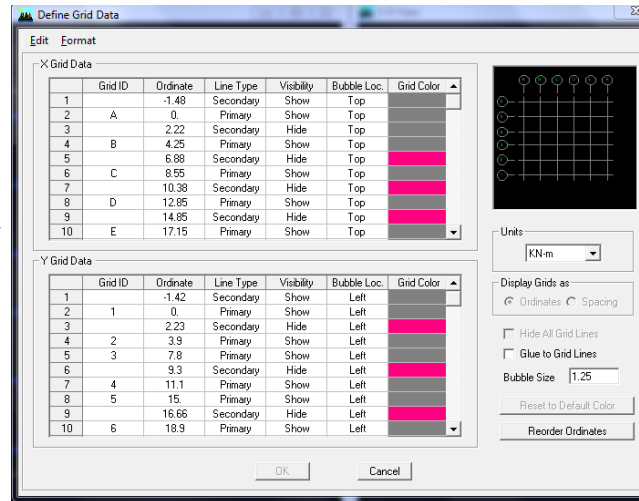


c. Modification de la géométrie de la base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs des étages. Nous cliquons sur **Custom** ⇒ **Edit Grid**



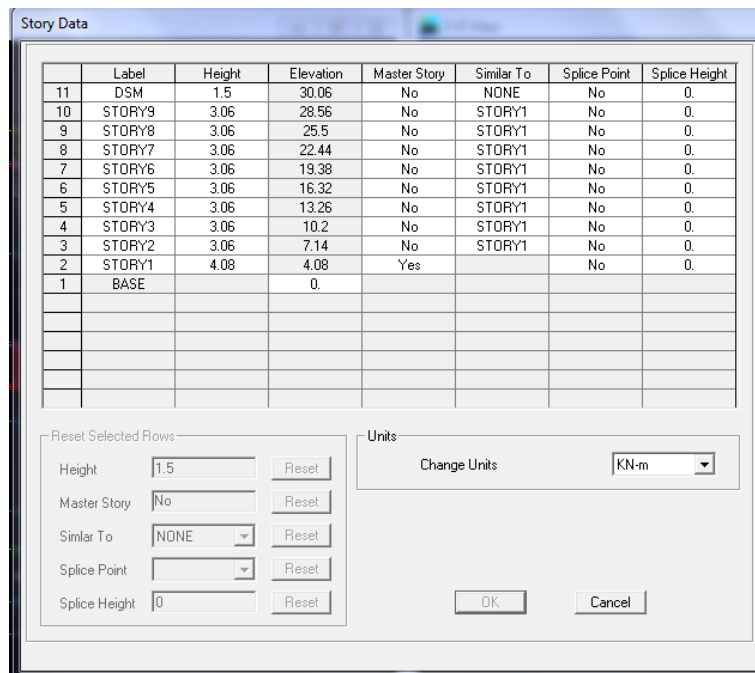
Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant x-x et y-y.



Puis nous cliquons sur **ok**

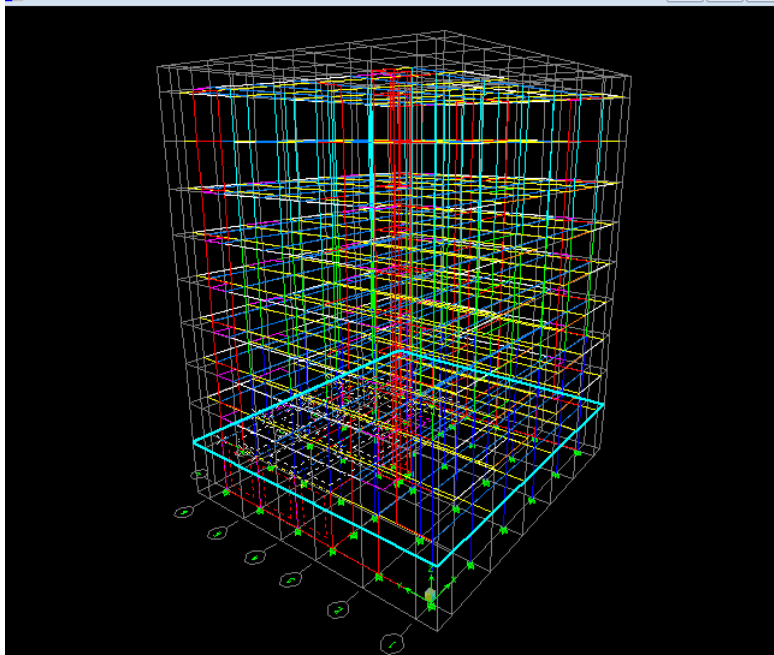
- **Étage :**

Sur **Story dimensions**, nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (**Number of stories**), puis **Costum Story Data**, nous introduisons les hauteurs des différents étages.



N.B :

Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure. Après validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :

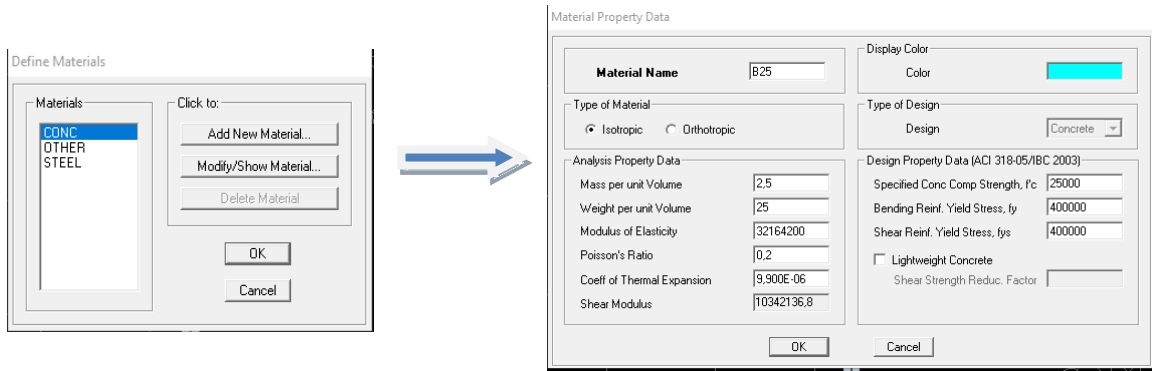


1. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

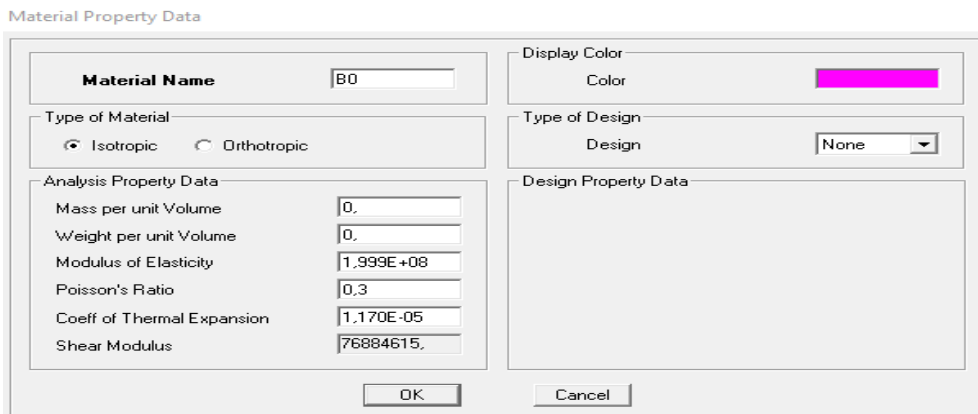


On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique sur **Modify/Show System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

- **Béton (B25) :**
 - Masse volumique du béton : 25KN/m^3 .
 - Poids volumique du béton : 25KN/m^3 .
 - Module de young: 32164200KN/m^2 .
 - Contrainte max du béton due à la compression : 25000KN/m^2 .
 - Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000KN/m^2 .
 - Contrainte max des aciers transversaux : 400000KN/m^2 .



- **Le matériau neutre (B0)**
- Masse volumique du béton : 0 KN/m^3 .
- Poids volumique du béton : 0 KN/m^3 .

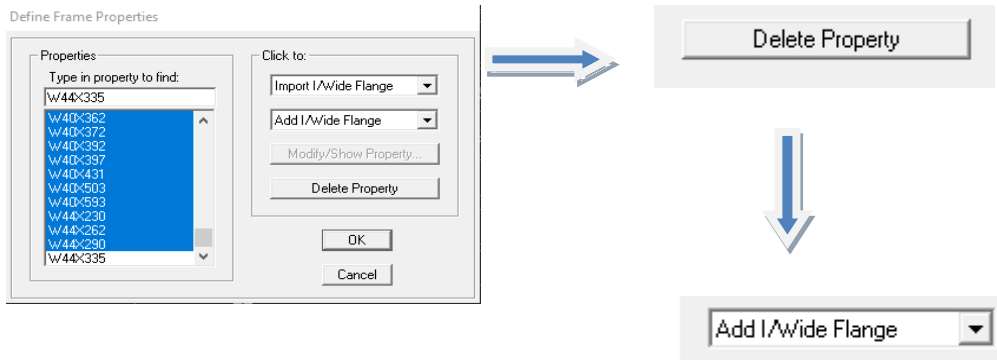


2. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

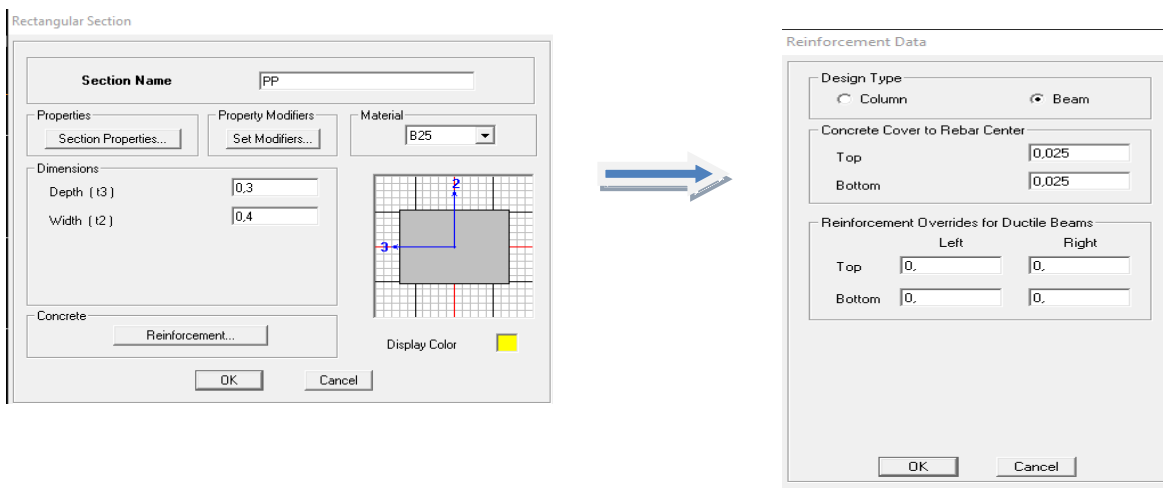
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

- **Poteaux et Poutres**

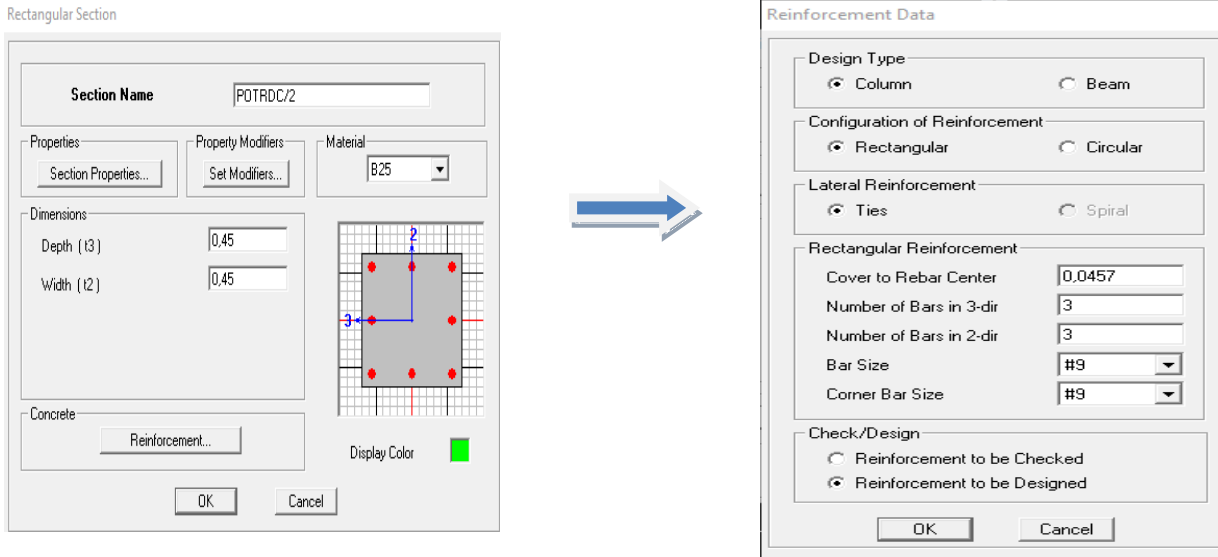
Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suite : **Define** ⇒ **Frame Sections**



Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**. Ensuite nous cliquons sur : **Add / Wide Flange** ⇒ **Add rectangular**. Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :



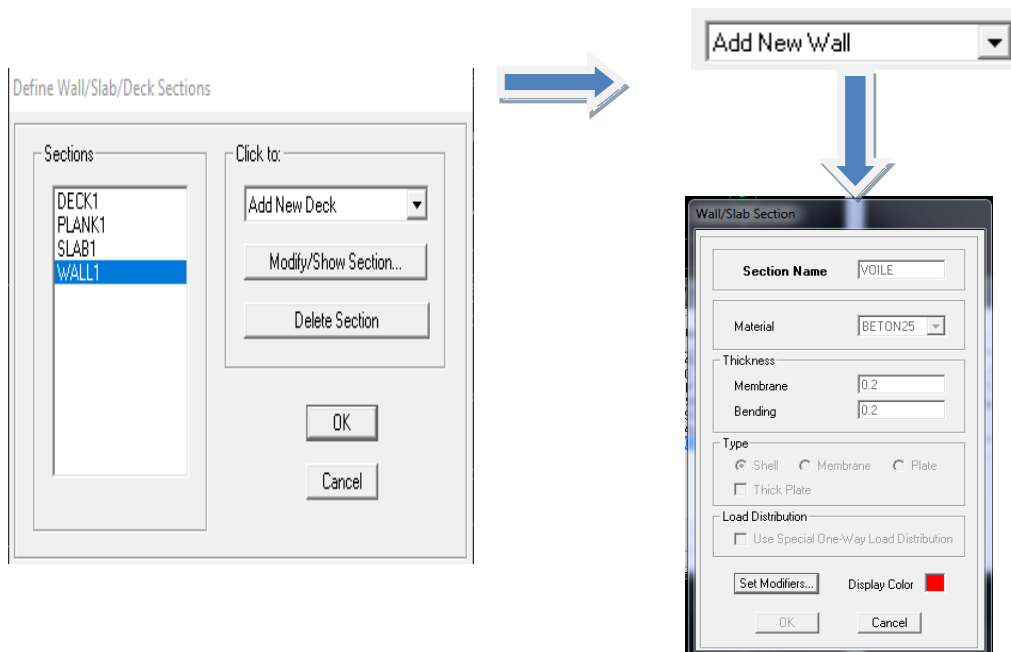
Puis sur : **Reinforcement** ⇒ **Beam**. La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



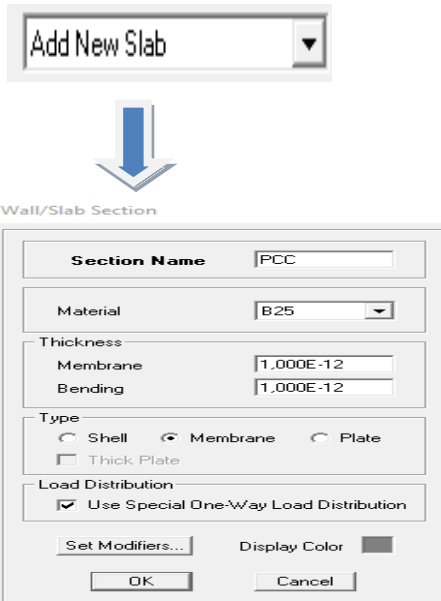
Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux poutre) , on passe aux éléments plancher et voiles

– **Voile**

Define ⇒ Wall/ Slab/Deck Sections ⇒ Add New Wall (voile)



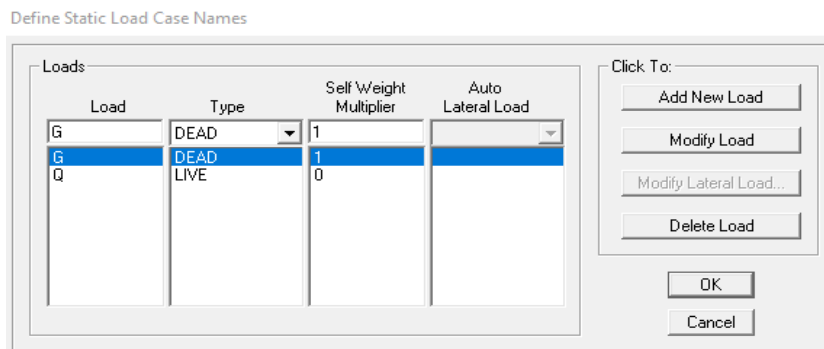
– **Plancher**



3. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d’exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Loads Cases**.

- **Charges permanentes**
 - Load Name (Nom de la charge) : **G**
 - Type : **DEAD** (permanente)
 - Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) : **1**
- **Charges d’exploitation :**
 - Load Name (Nom de la charge) : **Q**
 - Type : **LIVE** (exploitation)
 - Self weight multiplié (coefficient interne poids propre) : **0**

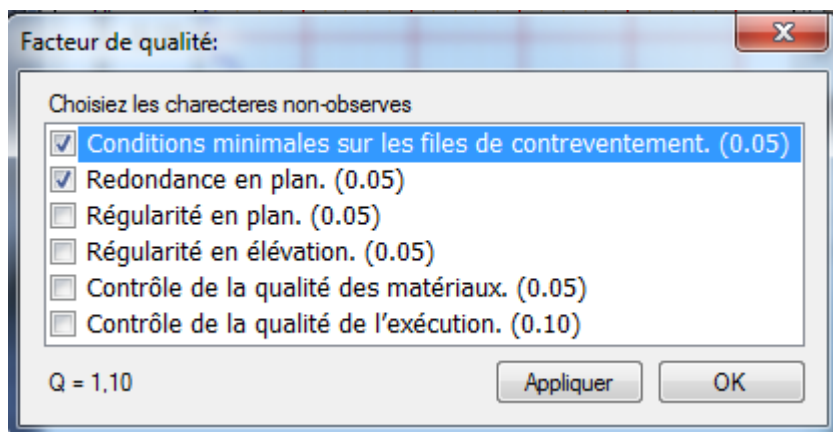


4. Introduction du spectre de réponse (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

➤ **Données à introduire dans le logiciel**

- Zone : IIa (zone à sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 1B (ouvrage de grande importance)
- Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques
- Site : S3 (relevé du rapport du sol)
 - Facteur de qualité(Q) : 1.10



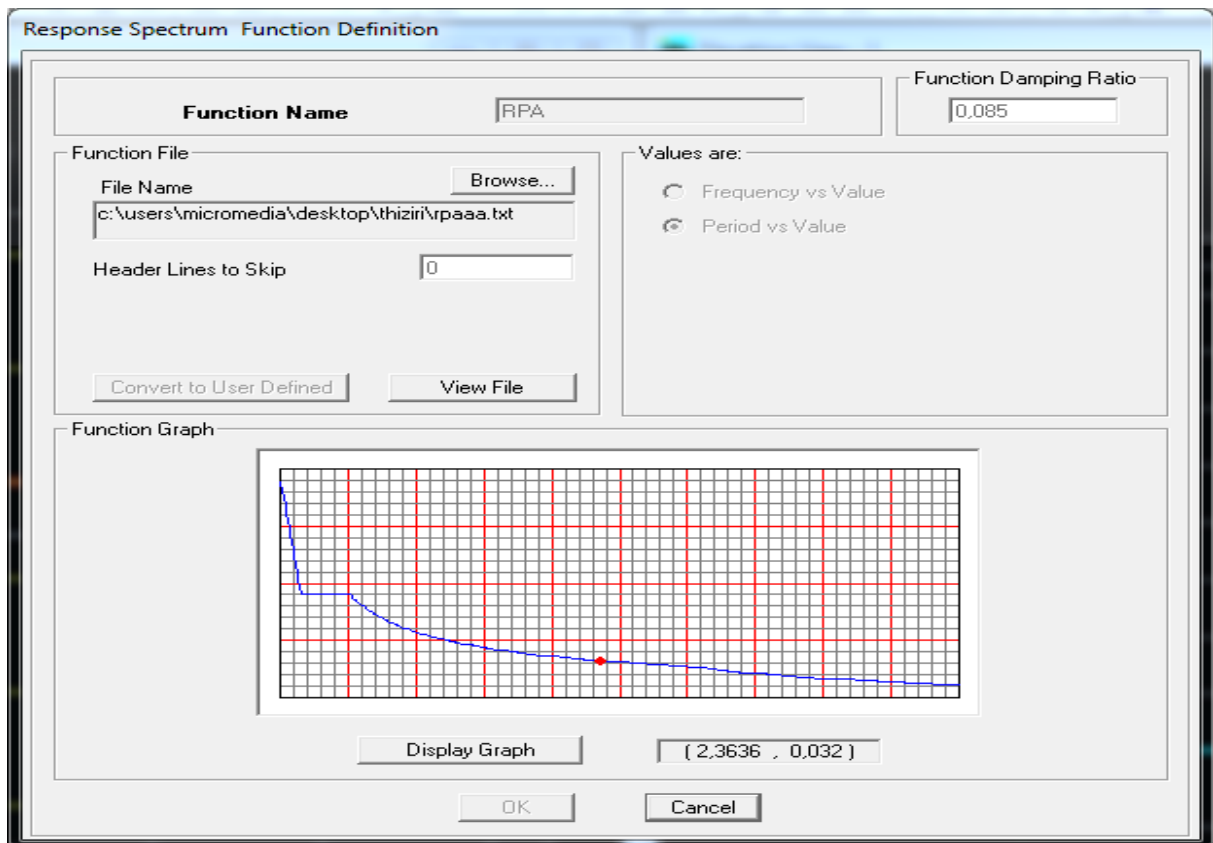
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response ⇒ Spectrum from file ⇒ Spectrum function

Function Name (nom du spectre) : **RPAX, RPAY**

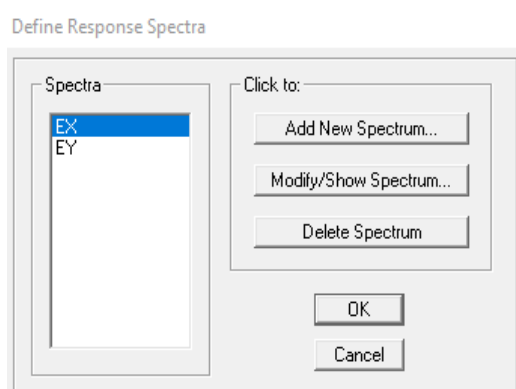
On clique sur **OK** pour valider.

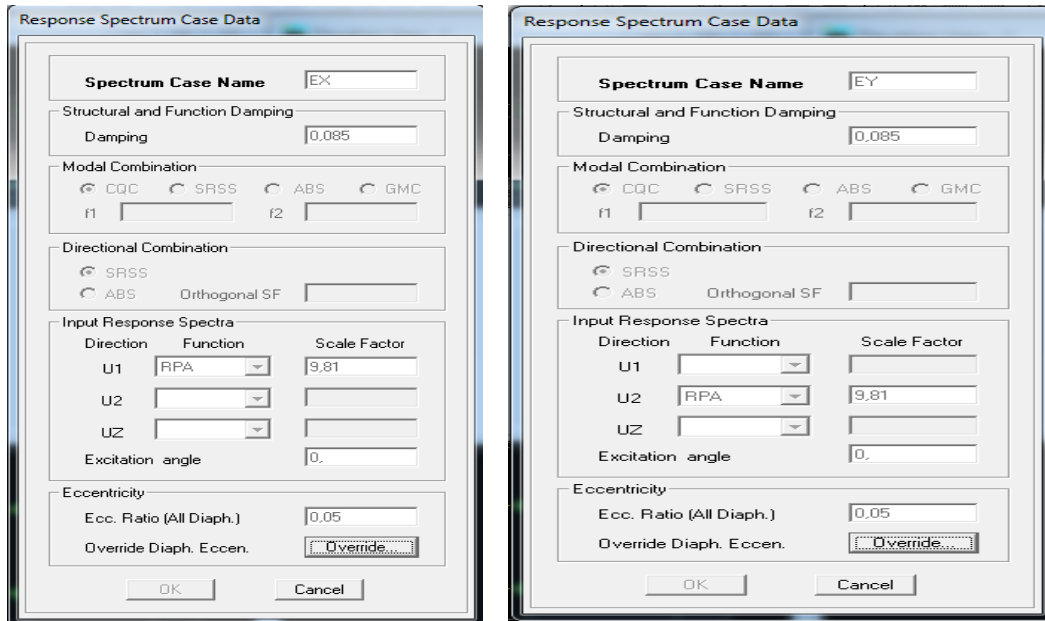


5. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define ⇒ **Response spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum**.





6. Chargement des éléments

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).

Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitation (chapitre II).

➤ Charger les planchers

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

Pour affectation des charges

On sélectionne les planchers définis en corps creux (méthode de bardage) on clique sur :

Assing ⇒ shell area load ⇒ uniform surface load.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la **case Load**.

7. Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

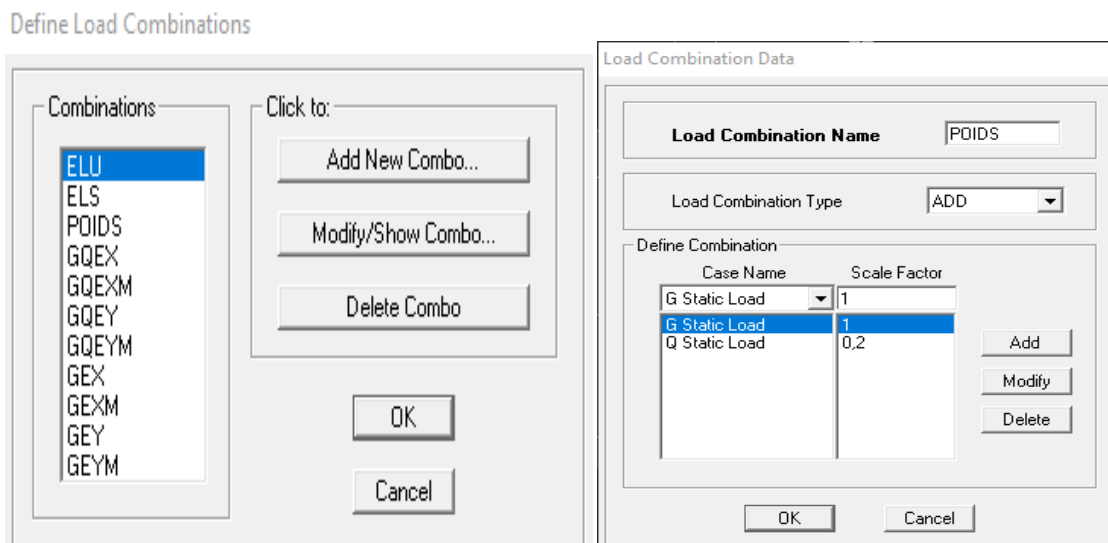
➤ **Combinaisons courantes**

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$
- Poids : $G+0,2Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA**

- GQEX: $G+Q\pm EX$
- GQEY : $G+Q\pm EY$
- GEX : $G\pm EX$
- GEY : $G\pm EY$

New Combo ⇒ Combinations Add ⇒ Define




8. Définir la masse source

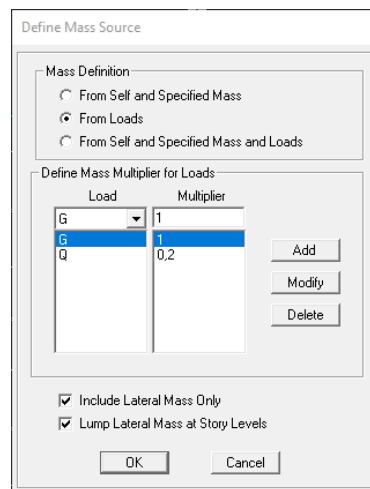
La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\Rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

Define \Rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 




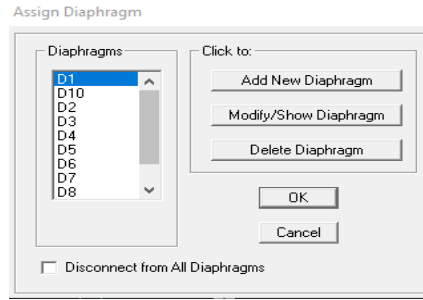
9. Diaphragmes

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

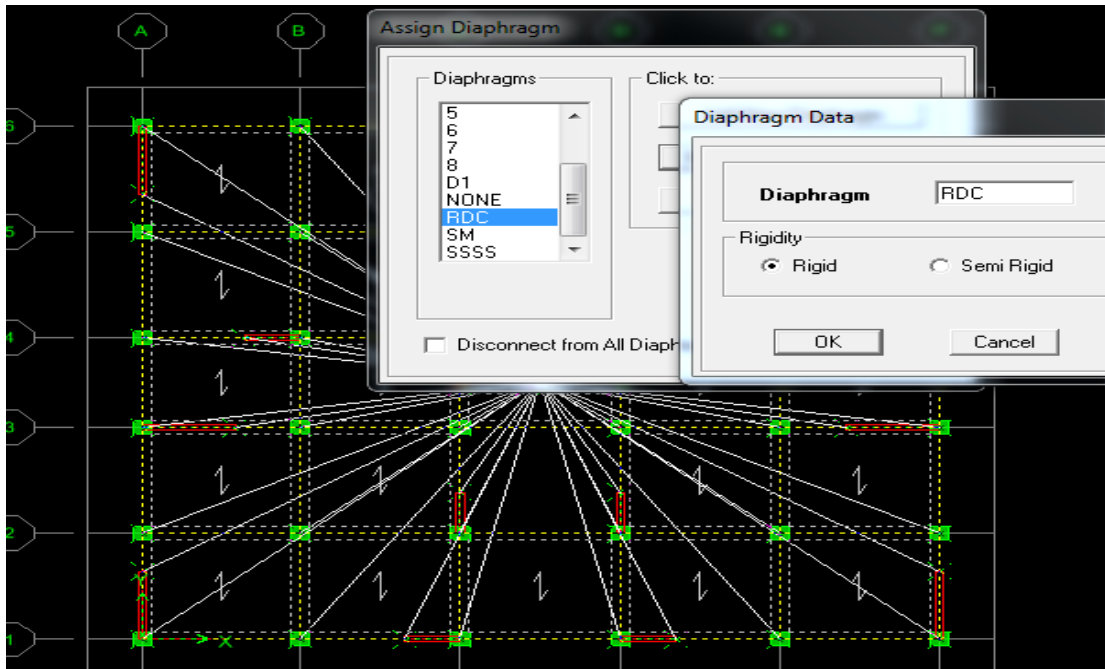
On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **Add New Diaphragm** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône  \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.



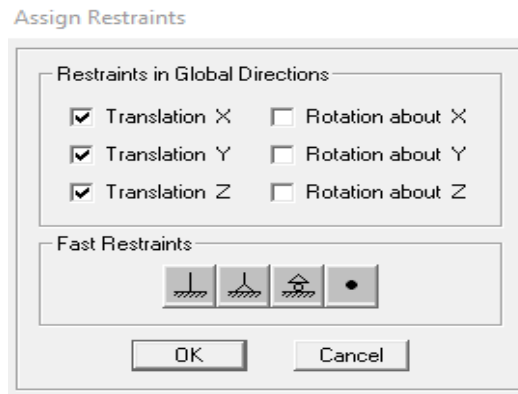
Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.



10. Encastrement des nœuds

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de base puis on clique sur:

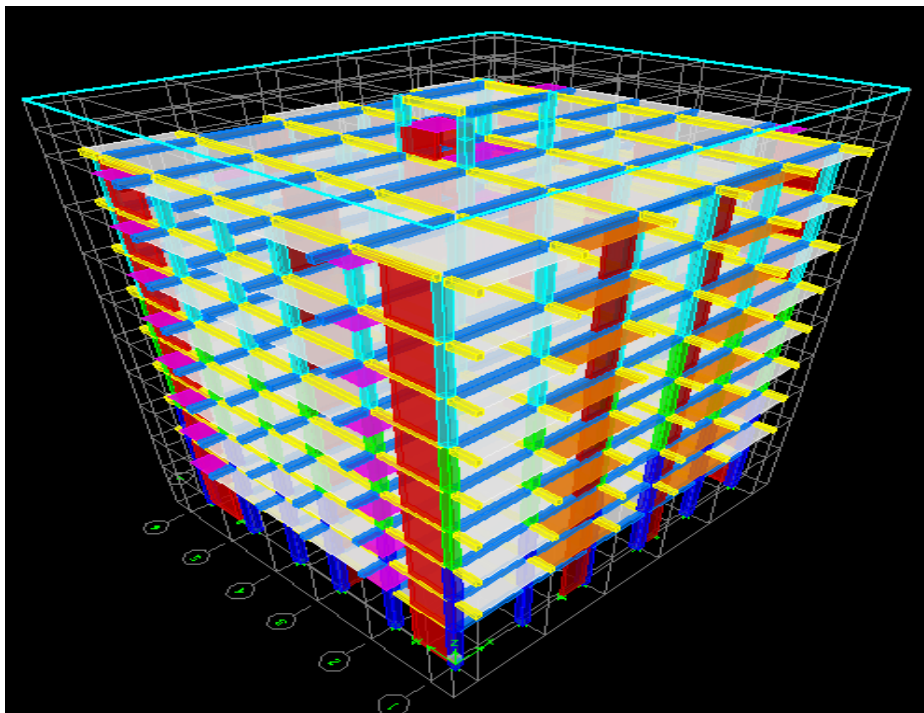
Assign ⇒ Restraints ⇒ Joint ⇒ 



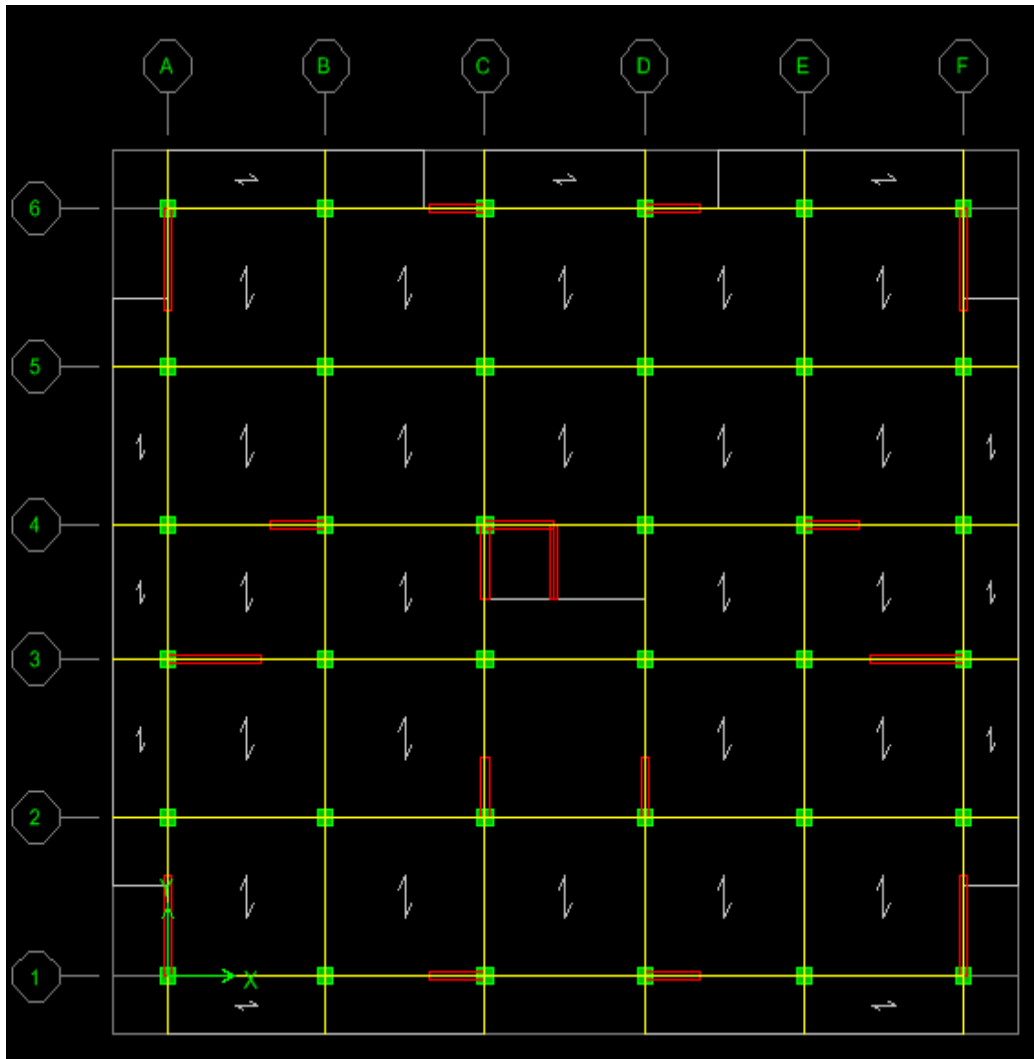
11. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de notre structure



Le positionnement des voiles



V-2- Vérifications RPA

V-2-1- Vérifications des résultats du logiciel selon le RPA(2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

V-2-1-1- Pourcentage de masse participante: (Art 4.3.4/RPA2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à 90% au moins de la masse totale

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	12	0,837431	0,1441	72,7435	0,1441	72,7435	0,4063
	2	0,767186	73,7933	0,1021	73,9374	72,8456	1,0524
	3	0,739496	1,0279	0,4584	74,9653	73,3040	73,0609
	4	0,223715	0,0560	15,2845	75,0213	88,5885	0,1104
	5	0,216135	14,1694	0,0892	89,1907	88,6777	0,0360
	6	0,202067	0,0389	0,0984	89,2296	88,7761	14,8367
	7	0,100397	3,7823	1,3873	93,0119	90,1635	0,0223

Tableau V-1 : Justification des masses participantes.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 7ème mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

V-2-1-2- Estimation de la période fondamentale : (Art 4.2.4/RPA2003)

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	12	0,837431	0,1441	72,7435	0,1441	72,7435	0,4063
	2	0,767186	73,7933	0,1021	73,9374	72,8456	1,0524
	3	0,739496	1,0279	0,4584	74,9653	73,3040	73,0609
	4	0,223715	0,0560	15,2845	75,0213	88,5885	0,1104
	5	0,216135	14,1694	0,0892	89,1907	88,6777	0,0360
	6	0,202067	0,0389	0,0984	89,2296	88,7761	14,8367
	7	0,100397	3,7823	1,3873	93,0119	90,1635	0,0223

Tableau-2 : Justification de la période.

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003]

Cas N°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableau V-3 : Valeurs du coefficient C_T.

$$T_{emp} = 0.05 \times 31,62^{3/4} = 0,666s \Rightarrow T_{emp} = \mathbf{0,666s}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : **T_{Etabs} < T_{RPA}**

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.666 \text{ s} \longrightarrow 1.30 \times T = 1.30 \times 0.666 = 0.866s$$

La période calculé par ETABS T_{dynamique} :

$$T_{Etabs} : T_{etabs} = 0.837s$$

T_{dy} ≤ 1.3Temp..... **condition vérifiée**

V-2-1-3-Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7/RPA2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces

horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\begin{cases} E_{xaccid} = 5\%L_x \\ E_{yaccid} = 5\%L_y \end{cases}$$

L : plus grande dimension de la structure au niveau considéré.

Avec :

$$\begin{cases} E_{xaccid} = 0.05 \times 21.90 = 1.095 \Rightarrow E_{xaccid} = \mathbf{1.095} \\ E_{yaccid} = 0.05 \times 19.35 = 0.9675 \Rightarrow E_{yaccid} = \mathbf{0.9675} \end{cases}$$

Story	X _{CM}	Y _{CM}	E _{XX}	X _{CR}	Y _{CR}	E _{YY}
RDC	10,688	9,471	0,172	9,471	9,433	0,038
1	10,693	9,475	0,163	9,475	9,46	0,015
2	10,693	9,476	0,167	9,476	9,477	-0,001
3	10,693	9,476	0,176	9,476	9,485	-0,009
4	10,693	9,476	0,184	9,476	9,491	-0,015
5	10,693	9,477	0,193	9,477	9,499	-0,022
6	10,692	9,477	0,201	9,477	9,507	-0,03
7	10,692	9,477	0,209	9,477	9,516	-0,039
8	10,701	9,294	0,225	9,294	9,525	-0,231

Tableau V-4 : Vérification de l'excentricité théorique.

V-2-1-3- : Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) (Art 4.3.6/RPA version2003) :

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_{MMS} = V_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t$

(Art 4.2.3/RPA version2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} -VX_{MMS} = VX_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t \\ -VY_{MMS} = VY_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t \end{array} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

ZONE				
Groupe	Ia	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-5 : Coefficient d'accélération de zone "A".

A = 0.20 (zone **IIa** et groupe d'usage **1B**).

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique D : (Art 4.2.3/RPA version2003)

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

$$T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0,67s \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.87s \Rightarrow T = 0.67s \\ T_{Etabs} = 0.79s \end{cases}$$

T₁ et T₂: Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau V-6: Périodes caractéristiques.

T₂= 0.50

η :facteur de correction d ' amortissement, donné par la relation suivante.

$$\eta = \sqrt[7]{7/(2 + \xi)}$$

Avec : ξ = 8,5% ⇒ η= 0.816

Nous avons T₂< T = 0.837 s < 3s donc D = 2.5 x η (T₂/T)^{2/3} ⇒ D=1.44

Calcul du poids total de la structure :

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : W_T = 36855,16KN

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W_T
valeurs	0.15	1.44	5	1.10	36855,16

Tableau V-7: Tableau récapitulatif des différents paramètres.

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.10}{5} \times 36855,16 = 1751,35 \text{ KN}$$

V_{MSE} = 1751,35 KN 0.8 V_{MSE} = 1401,08KN

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :

Display ⇒ Show tables ⇒ building Output ⇒ Story Shears ⇒ Select Cases/combo ⇒ Ex et Ey.

	V_{ETABS}	V_{MSE}	0.8 V_{MSE}	V_{DYN} ≥ 0.8 V_{MSE}
Sens x-x	1894,16	1751,35	1401,08	cv
Sens y-y	1765,59	1751,35	1401,08	cv

Tableau V-8: vérification de l’effort tranchant à la base.

V-2-1-4-Vérification de l’effort normal réduit:(RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l’effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N (KN)	V	Observation
Pot RDC/2	50x50	1613,52	0,258	< 0.3 cv
Pot 3/5	45x45	1036,22	0,166	<0.3 cv
Pot 6/8	40x40	500,36	0,080	<0.3 cv

Tableau V-9: vérification de l'effort normal.

Remarque :

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

V-2-1-5-Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)(Art 5.10 RPA/Version 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**).

Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel **ETABS**.

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
8	0,014	0,0014	0,0173	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
7	0,0126	0,0014	0,0166	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
6	0,0112	0,0017	0,0158	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
5	0,0095	0,0018	0,0142	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
4	0,0077	0,0018	0,0124	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
3	0,0059	0,0019	0,0104	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
2	0,004	0,0017	0,0083	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
1	0,0023	0,0014	0,0062	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,0009	0,0009	0,0042	0,0009	408	4,08	Condition vérifiée

Tableau V-10: Vérification des déplacements inter étages.

V-2-1-6- Vérification de l'effet P-Δ :

D'après le RPA l'effet P-Δ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\theta =$

$$\frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i z$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

H_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P-Δ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [Sous EY]		
			Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$
8	4171,8	3,06	0,0014	425,41	0,0045	0,0014	415,91	0,0046
7	8144,19	3,06	0,0014	754,9	0,0049	0,0014	724,99	0,0051
6	12116,58	3,06	0,0017	1028,25	0,0065	0,0017	973,04	0,0069
5	16206,01	3,06	0,0018	1263,6	0,0075	0,0018	1183,88	0,0081
4	20295,44	3,06	0,0018	1462,39	0,0082	0,0018	1363,1	0,0088
3	24384,87	3,06	0,0019	1625,74	0,0093	0,0019	1510,66	0,0100
2	28605,12	3,06	0,0017	1751,69	0,0091	0,0017	1627,49	0,0098
1	32825,37	3,06	0,0014	1847,17	0,0081	0,0014	1719,86	0,0087
RDC	36855,16	4,08	0,0009	1894,16	0,0043	0,0009	1765,59	0,0046

Tableau V-11: Vérification de l'effet P Δ .

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0,1 ».

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

CHAPITRE VI:

Ferraillage des éléments structuraux

VI-1- 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 tous genres de sollicitations.

VI-1- Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

1. L'effort normal maximal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
2. L'effort normal minimal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande traction).
3. Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

VI-1-2- Combinaisons d'actions :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ (ELU)
- $G + Q \rightarrow$ (ELS)
- $G + Q + E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)
- $0,8G \pm E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)

VI-1-3- Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :**VI-1-3-1- Armatures longitudinales :.....(RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0.8% ($b \times h$) en zone IIa.

- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4%(b×h) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% (b×h) en zone de recouvrement.

Étage	Section (cm ²)	A min (cm ²)	A max (cm ²)	A max (cm ²)
			Zone courante	Zone de recouvrement
8ème ,7ème 6ème	50x50	20	100	150
5ème , 4ème ,3ème	45x45	16.2	81	121,5
2ème ,1er RDC	40x40	12.8	64	96
Terrasse	35x35	9.8	49	73.5

Tableau VI-1 : Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Calcul du ferraillage :**

A- Exposé de la méthode de calcul :

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 trois cas :

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

1. 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 :

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81c'/h] b h^2 f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression.
 M_f : moment fictif.

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

➤ Détermination des armatures :

- Calcul du moment fictif :

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

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_f \leq 0,392 \rightarrow S.S.A \rightarrow A' = 0$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) : \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

$$\mu_f > 0,392 \rightarrow S.D.A \rightarrow A' \neq 0$$

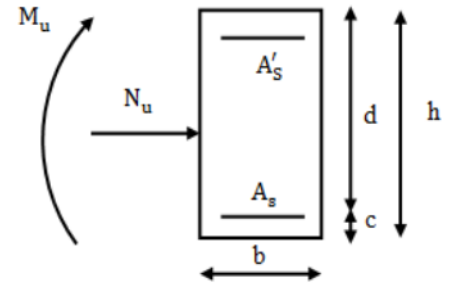
- Armatures en flexion simple :

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma'_s}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A'_f$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_f = A'_f ; A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$



1. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} < \left(\frac{h}{2} - c \right) ; N : \text{effort de compression}$$

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

- 1er 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.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d - 0,5h)bh \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

- 2ème cas :

Si : $N_u(d-c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h} \right) bh^2 f_{bc}$ → La section est simplement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s'} = 0 \text{ Avec : } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Section entièrement tendue :

$$A_s = \frac{N \cdot a}{(d-c') \cdot \sigma_{10}} \quad ; \quad A_{s'} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1 \text{ Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$.

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

➤ Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal (M_3) :**

Niv .	Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN)	Obs	A's	As	Choix armatures	A adoptée
Zone I	50x50	$N_{max}=1613.52$	$M_{corr}=-0.26$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{min}=432.91$	$M_{corr}=10.35$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{corr}=1056.42$	$M_{max}=-86.614$	SE C	0	0	3HA20	9.24
Zone II	45x45	$N_{max}=1036.22$	$M_{corr}=-0.535$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{min}=39.3$	$M_{corr}=3.71$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{corr}=252.14$	$M_{max}=76.256$	SP C	0	1.87	3HA20	9.24
Zone III	40x40	$N_{max}=500.36$	$M_{corr}=-0.926$	SE C	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=33.51$	$M_{corr}=1.701$	SE C	0	0	3HA16	6.03
		$N_{corr}=198.68$	$M_{max}=-58.667$	SP C	1.94	0	3HA16	6.03
Zone III	35x35	$N_{max}=57.64$	$M_{corr}=-10.282$	SE C	0.05	0	3HA14	4.62
		$N_{min}=7.98$	$M_{corr}=0.947$	SP C	0	0	3HA14	4.62
		$N_{corr}=40.99$	$M_{max}=-56.4$	SP C	4.74	0	3HA14	4.62

Tableau VI-2: Calcul du ferrailage pour les poteaux dans le sens longitudinal.

➤ **Sens Transversal (M_2)**

Niv .	Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN)	Obs	A's	As	Choix armatures	A adoptée
Zone I	50x50	$N_{max}=1613.52$	$M_{corr}=-0.26$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{min}=667.75$	$M_{corr}=12.659$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{corr}=260.25$	$M_{max}=-74.133$	SP C	0	0.92	3HA20	9.24
Zone II	45x45	$N_{max}=1036.22$	$M_{corr}=-0.535$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{min}=55.76$	$M_{corr}=2.064$	SE C	0	0	3HA20	9.24
		$N_{corr}=217.48$	$M_{max}=72.079$	SP C	0	2.02	3HA20	9.24
Zone III	40x40	$N_{max}=500.36$	$M_{corr}=-0.926$	SE C	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=45.55$	$M_{corr}=1.763$	SE C	0	0	3HA16	6.03
		$N_{corr}=131.85$	$M_{max}=-53.756$	SP C	0	2.24	3HA16	6.03
Zone IIII	35x35	$N_{max}=4$	$M_{corr}=1.962$	SP C	0.05	0.11	3HA14	4.62
		$N_{min}=57.64$	$M_{corr}=-10.282$	SP C	0	1.46	3HA14	4.62
		$N_{corr}=37.84$	$M_{max}=49.895$	SP C	0	4.13	3HA14	4.62

Tableau VI-3: Calcul du ferraillage pour les poteaux dans le sens transversal.

• **Récapitulation de ferraillage des poteaux :**

Section	A_{min} (cm)	Choix D'armateurs	$A_{adopté}$
50x50	20	8HA20	25.13
45x45	16.2	8HA20	25.13
40x40	12.8	8HA16	16.08
35x35	9.80	8HA14	12.32

Tableau VI-4 : Ferraillage des poteaux suivant les deux sens.

VI-1-3-2- Calcul des armatures transversales : selon le R.P.A 99 modifié 2003 (art.7.4.22)

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t: armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- Pour : $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$
- Pour : $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.7h_e$$

L_f: La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\emptyset > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\emptyset_{\min})$.

a. Espacement des armatures(Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

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

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min(12 ; 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$St \leq 15 \varnothing$$

$$St \leq 15 \varnothing = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\varnothing L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Conclusion :**

On adopte : **$St = 10 \text{ cm}$** en zone nodale

$St = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

b. Le Diamètre des barres..... (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

D'après le **BAEL91** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_1 = \frac{QL}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

soit $\varnothing_1 = 8 \text{ mm}$

\varnothing_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8=2.01cm²**

c. Longueurs de recouvrement.....(Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA20 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

d. La longueur de scellement droit..... (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adherence.

Pour les HA20 :

$$l_s = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm} \implies \text{On prend : } L_s = 75 \text{ cm}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43 \text{ cm} \implies \text{On prend : } L_s = 60 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm} \implies \text{On prend : } L_s = 50 \text{ cm}$$

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm} \implies \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

e. Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7 h_e$$

- **Poteau 50x50:**

Pour le RDC: $\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 4.08}{50} = 5.712 > 5 : \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.3\%$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Pour le 1^{er} étage : $\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.28 < 5$ Par interpolation : $\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.48\%$

- **En zone nodale (St = 10 cm)**

$$A_{tmin} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 10 \times 50 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 15 \times 50 = 2.6 \text{ cm}^2$$

- **Poteau 45x45:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 < 5 \text{ Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.36\%$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$$

• **Poteau 40x40:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355 > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

• **Poteau 35x35:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm² ≥ Atmin**

f. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

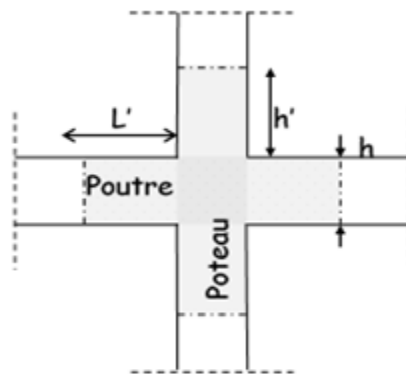


Figure VI.1 Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

- **Poteaux (50 x 50)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm} \right)$$

$h' = \text{Max} (68; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{68 \text{ cm}}$

- **Poteaux (45x 45)**

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{Max} (51; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

- **Poteau (40 x 40) :**

$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{max} (51; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

- **Poteau (35 x 35) :**

$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{max} (51; 35; 35; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

g. Vérification de la contrainte de cisaillement.....(Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Niveau	Poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Verifications $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
Terrasse	35X35	0.35	0.32	48.45	6.120	0.075	0.432	1.875	Condition Vérifiée
8ème,7ème 6ème	40X40	0.4	0.37	38.64	5.35	0.075	0.261	1.875	Condition Vérifiée
5ème,4ème 3ème	45X45	0.45	0.42	49.23	4.76	0.04	0.260	1	Condition Vérifiée
2ème,1er, RDC	50X50	0.5	0.47	51.26	4.28	0.04	0.218	1	Condition Vérifiée
					5.71	0.075	0.218	1.875	Vérifiée

Tableau VI-5: Vérification des contraintes tangentielles.

VII-1-2 Vérification à L'ELS :

a. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. État limite de compression du béton..... (Art A.4.5,2/BAEL 91):

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 admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ Mpa}$.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

SECTION	Ns	Ms (KN.m)	Béton				Acier			
			σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
50x50	$N_{max}=1172.55$	$M_{corr} = -0.121$	4.17	4.18	15	CV	62.6	62.7	348	CV
	$N_{min}=329.47$	$M_{corr}=-1.115$	1.13	1.21	15	CV	17	18.1	348	CV
	$N_{corr}=681.85$	$M_{max}=21.294$	3.22	1.63	15	CV	25.8	47	348	CV
45x45	$N_{max}=753.03$	$M_{corr} = -0.386$	3.21	3.24	15	CV	48.2	48.6	348	CV
	$N_{min}=163.3$	$M_{corr}=-0.945$	0.65	0.75	15	CV	9.89	11.1	348	CV
	$N_{corr}=327.04$	$M_{max}=-22.761$	0.26	2.52	15	CV	6.52	35.5	348	CV
40x40	$N_{max}=363.91$	$M_{corr}=-0.67$	1.96	2.06	15	CV	29.5	30.7	348	CV
	$N_{min}=27.06$	$M^{corr}=17.284$	1.58	0	15	CV	23.5	-55.2	348	CV
	$N_{corr}=38.7$	$M_{max}=-23.501$	0	2.67	15	CV	-74	30.8	348	CV
35x35	$N_{max}=42.29$	$M_{corr}=-7.471$	0	1.36	15	CV	-16.5	16.9	348	CV
	$N_{min}=9.8$	$M_{corr}=-0.387$	0.03	0.11	15	CV	0.53	1.59	348	CV
	$N_{corr}=38.7$	$M_{max}=-23.501$	0	4.1	15	CV	46	-11.9	348	CV

Tableau VI-6: Vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS dans le sens longitudinal.

SECTION	Ns	Ms (KN.m)	Béton				Acier			
			σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
50×50	$N_{max}=1172.55$	$M_{corr} = -0.185$	4.17	4.18	15	CV	62.5	62.7	348	CV
	$N_{min}=329.47$	$M_{corr}=0.01$	1.17	1.17	15	CV	17.6	17.6	348	CV
	$N_{corr}=760.85$	$M_{max}=19.968$	3.45	1.96	15	CV	50.5	30.8	348	CV
45×45	$N_{max}=753.03$	$M_{corr}= 0.176$	3.23	3.22	15	CV	48.5	48.3	348	CV
	$N_{min}=163.3$	$M_{corr}=-0.129$	0.71	0.69	15	CV	10.6	10.4	348	CV
	$N_{corr}=526.44$	$M_{max}=-1.517$	3.02	1.5	15	CV	43.7	23.9	348	CV
40×40	$N_{max}=363.91$	$M_{corr}=-0.431$	2.04	1.98	15	CV	30.5	29.7	348	CV
	$N_{min}=27.06$	$M^{corr}=0.332$	0.17	0.13	15	CV	2.55	1.93	348	CV
	$N_{corr}=92.41$	$M_{max}=-17.895$	0	2.13	15	CV	24.1	27.5	348	CV
35×35	$N_{max}=42.29$	$M_{corr}=-2.056$	0.08	0.53	15	CV	1.76	7.4	348	CV
	$N_{min}=9.8$	$M_{corr}=-0.813$	0.16	0	15	CV	2.2	-0.11	348	CV
	$N_{corr}=36.19$	$M_{max}=-9.966$	0	1.8	15	CV	-35.1	21.1	348	CV

Tableau VI-7 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS dans le sens transversal.

VI-2-Ferraillage des poutres :

VI-2-1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc leurs calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l’ELS.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

Combinaisons d’actions :

- ✓ $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ (ELU-BAEL)
- ✓ $G + Q \pm E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)
- ✓ $0,8G \pm E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)

Les vérifications se feront à l’ELS avec la combinaison suivante :

- ✓ $G+Q \rightarrow$ (ELS-BAEL)

VI-2-2- Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

A- Armatures longitudinales.....(RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Types	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) 0.5%	A _{max} (cm ²) (Zone courante) 4%	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement) 6%
Poutre Principale	30x40	6	48	72
Poutre Secondaire	30x35	5.25	42	63

Tableau VI-8 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (en zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B-Armatures transversales(RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-2) :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right)$ En zone nodale et en travée.

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale (zone courante)}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3-Calcul du ferrailage :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Étape de calcul :

calcul du moment réduit $\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

situation durable (1,35G + 1,5Q) $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$

situation accidentelle (G + Q ± E) ou (0,8G ± E) $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,5 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,85 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 24h} \end{array} \right.$

Calcul du moment réduit limite (μ_1) $\Rightarrow \left. \begin{array}{l} FeE400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$

en comparant les deux moments réduits (μ) et (μ_1), deux cas se présentent:

- Si $\mu \leq \mu_1=0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

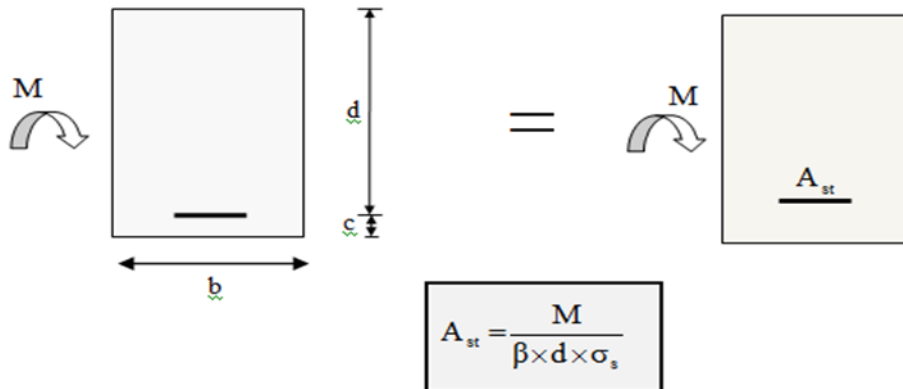


Figure VI-2 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

Si $\mu \geq \mu_1=0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

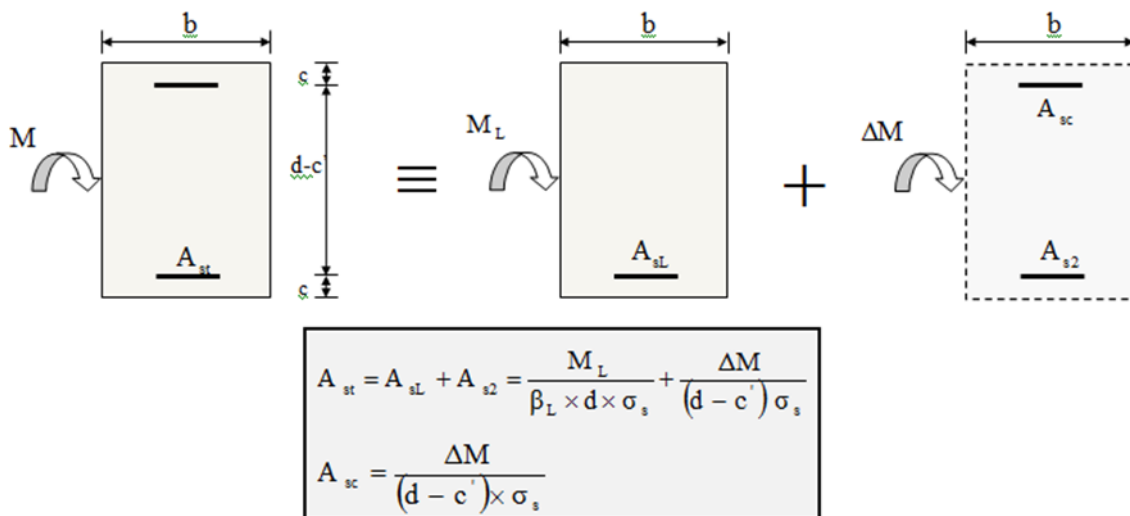


Figure VI-3 : Disposition des armatures SDA.

On calcul : $M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M - M_l$$

Avec :

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

• **Poutre principales :**

En travées:

$$- \mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$- A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

En appuis :

$$- \mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$- A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

a. **Ferraillage des poutres principales (30×40) :**

• **En travée:**

Niv.	Com b.	Mmax (KN.m)	μb	Obs	β	As calculée (cm2)	Choix d'armatures	A adoptée (cm2)
8	ELU	29.162	0.050	SS A	0.974	2.33	3HA14	4.62
7	ELU	31.914	0.052	SS A	0.973	2.55	3HA14	4.62
6	ELU	36.52	0.063	SS A	0.9675	2.93	3HA14	4.62
5	ELU	40.506	0.069	SS A	0.9655	3.26	3HA14	4.62
4	ELU	43.119	0.074	SS A	0.962	3.48	3HA14	4.62
3	ELU	43.969	0.075	SS A	0.961	3.55	3HA14	4.62
2	ELU	40.999	0.070	SS A	0.964	3.30	3HA14	4.62
1	ELU	34.775	0.060	SSA	0.969	2.78	3HA14	4.62
RDC	ELU	30.143	0.052	SSA	0.973	2.40	3HA14	4.62

Tableau VI-9: ferraillage des poutres principales en travée en situation courante.

• En appuis :

Niv.	Comb.	Moment (KN.m)	μ_b	Obs	β	As calculée (cm ²)	Choix d'armatures	A adoptée (cm ²)
8	G+Q+E 0.8G+E	68.914	0.090	SSA	0.935	4.89	3HA14+2HA12	6.88
7	G+Q+E 0.8G+E	74.377	0.098	SSA	0.948	5.30	3HA14+2HA12	6.88
6	G+Q+E 0.8G+E	78.654	0.104	SSA	0.945	5.62	3HA14+2HA12	6.88
5	G+Q+E 0.8G+E	80.248	0.106	SSA	0.944	5.74	3HA14+2HA12	6.88
4	G+Q+E 0.8G+E	82.125	0.108	SSA	0.943	5.87	3HA14+2HA12	6.88
3	G+Q+E 0.8G+E	82.006	0.108	SSA	0.943	5.87	3HA14+2HA12	6.88
2	G+Q+E 0.8G+E	76.579	0.100	SSA	0.947	5.46	3HA14+2HA12	6.88
1	G+Q+E 0.8G+E	69.481	0.092	SSA	0.952	4.93	3HA14+2HA12	6.88
RDC	G+Q+E 0.8G+E	57.036	0.076	SSA	0.960	4.01	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VI-10: ferraillage des poutres principales en appuis en situation accidentelle.

b. Ferraillage des poutres secondaire (30x35) :

• En travée :

Niv.	Comb.	Moment (KN.m)	μ_b	Obs	β	As calculée (cm ²)	Choix d'armatures	A adoptée (cm ²)
8	ELU	31.027	0.071	SSA	0.9635	2.51	3HA12	3.39
7	ELU	36.884	0.084	SSA	0.956	3.01	3HA12	3.39
6	ELU	36.632	0.084	SSA	0.956	3.01	3HA12	3.39
5	ELU	37.561	0.086	SSA	0.955	3.07	3HA12	3.39
4	ELU	37.691	0.086	SSA	0.955	3.07	3HA12	3.39
3	ELU	35.273	0.080	SSA	0.958	2.87	3HA12	3.39
2	ELU	31.4	0.072	SSA	0.963	2.56	3HA12	3.39
1	ELU	26.443	0.060	SSA	0.969	2.13	3HA12	3.39
RDC	ELU	24.301	0.056	SSA	0.971	1.95	3HA12	3.39

Tableau VI-11: ferraillage des poutres secondaires en travée en situation courante.

- En appuis :

Niv.	Comb.	Moment (KN.m)	μ_b	Obs	β	As calculée (cm ²)	Choix d'armatures	A adoptée (cm ²)
8	G+Q+E 0.8G+E	44.056	0.078	SSA	0.959	3.58	3HA12+2HA12	5.65
7	G+Q+E 0.8G+E	44.056	0.078	SSA	0.959	3.58	3HA12+2HA12	5.65
6	G+Q+E 0.8G+E	44.056	0.078	SSA	0.959	3.58	3HA12+2HA12	5.65
5	G+Q+E 0.8G+E	43.631	0.076	SSA	0.960	3.55	3HA12+2HA12	5.65
4	G+Q+E 0.8G+E	43.299	0.076	SSA	0.960	3.55	3HA12+2HA12	5.65
3	G+Q+E 0.8G+E	42.743	0.075	SSA	0.961	3.47	3HA12+2HA12	5.65
2	G+Q+E 0.8G+E	41.488	0.073	SSA	0.9625	3.36	3HA12+2HA12	5.65
1	G+Q+E 0.8G+E	41.448	0.073	SSA	0.9625	3.36	3HA12+2HA12	5.65
RDC	G+Q+E 0.8G+E	40.657	0.072	SSA	0.963	3.29	3HA12+2HA12	5.65

Tableau VI-12: ferraillage des poutres secondaires en appuis en situation accidentelle.

VI-2-4 Vérification à l'ELU :

- a. Condition non fragilité..... (BAEL 91 modifié 99 art A.4.2) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (30 x 40) :

$$A_{\min} = 1.34\text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (30 x 35) :

$$A_{\min} = 1.16\text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- b. Vérification au cisaillement.....(BAEL 91 modifié 99 art A.5.211) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales (30 x 40) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{80.53 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.73\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (30x 35) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52.85 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.55 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ Influence sur le béton :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b	d	F _{c28}	V̄ _u	Obs.
	V _u ^{max}						
Principales	V _u ^{max}	80.53	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	V _u ^{max}	52.85	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI-13: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

• Influence sur les armatures..... (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 80.53 - \frac{43.969}{0,9 \times 0,37} = -38.30 < 0$

- Pour les poutres secondaires : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 52.85 - \frac{37.691}{0,9 \times 0,32} = -78.02 < 0$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi$: Sommes des périmètres utiles des armatures

- Poutres principales (30x 40) :

$$\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 14) + (2 \times 3.14 \times 12) = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{80.53}{0,9 \times 370 \times 207.24} \times 10^3 = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 12) + (2 \times 3.14 \times 12) = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{52.85}{0,9 \times 320 \times 188.4} \times 10^3 = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. Calcul de la Longueur de scellement droit :

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 3,15} = 44,44 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm} \end{cases}$$

Les règles du (BAEL 91 modifié 99 .art. A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour les aciers HA.

$$\begin{cases} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 44,44 = 18 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 38,09 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

f. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

- **Poutres principales (30 x 40) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) = \min(1,14 \text{ cm}; 1,4 \text{ cm}; 3 \text{ cm}) = 1,14 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) = \min(1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 3 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit **4HA8 = 2,01cm²**

g. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$L' = 2.h$$

Avec :

. L' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 80\text{cm}\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{RDC : } \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \\ \text{etage courant : } \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \end{cases}$$

VI-2-5- Vérification à l'ELS :

a. État limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**). [14].

b. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELU.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Poutres principales (30x40) :**

• **En travée :**

Niveau	Ms (KN.m)	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
8	21.24	4.62	0.416	0.901	35.50	159.45	348	CV	4.49	15	CV
7	22.449	4.62	0.416	0.901	35.50	168.53	348	CV	4.74	15	CV
6	22.449	4.62	0.416	0.901	35.50	168.53	348	CV	4.74	15	CV
5	21.673	4.62	0.416	0.901	35.50	162.70	348	CV	4.58	15	CV
4	21.136	4.62	0.416	0.901	35.50	158.67	348	CV	4.46	15	CV
3	21.202	4.62	0.416	0.901	35.50	159.16	348	CV	4.48	15	CV
2	20.983	4.62	0.416	0.901	35.50	157.52	348	CV	4.43	15	CV
1	20.87	4.62	0.416	0.901	35.50	156.67	348	CV	4.41	15	CV
RDC	21.792	4.62	0.416	0.901	35.50	163.59	348	CV	4.60	15	CV

Tableau VI-14 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres principales en travée.

• **En appuis :**

Niveau	Ms (KN.m)	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
8	42,22	6.88	0.619	0.884	28.10	187.61	348	cv	6.67	15	Cv
7	42,45	6.88	0.619	0.884	28.10	188.64	348	cv	6.71	15	Cv
6	41,497	6.88	0.619	0.884	28.10	184.40	348	cv	6.56	15	Cv
5	39,441	6.88	0.619	0.884	28.10	175.26	348	cv	6.23	15	Cv
4	38,659	6.88	0.619	0.884	28.10	171.79	348	cv	6.11	15	Cv
3	36,745	6.88	0.619	0.884	28.10	163.28	348	cv	5.81	15	Cv
2	33.696	6.88	0.619	0.884	28.10	149.73	348	cv	5.32	15	Cv
1	32,272	6.88	0.619	0.884	28.10	143.41	348	cv	5.10	15	Cv
RDC	29,429	6.88	0.619	0.884	28.10	130.77	348	cv	4.65	15	Cv

Tableau VI-15 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres principales en appuis.

➤ Poutres secondaires (30x35) :

- En travée :

Niveau	Ms (KN.m)	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
8	13.832	3.39	0.360	0.907	38.76	140.5	348	CV	3.62	15	CV
7	13.965	3.39	0.360	0.907	38.76	141.93	348	CV	3.66	15	CV
6	12.885	3.39	0.360	0.907	38.76	130.95	348	CV	3.37	15	CV
5	11.457	3.39	0.360	0.907	38.76	116.44	348	CV	3.00	15	CV
4	10.084	3.39	0.360	0.907	38.76	102.48	348	CV	2.64	15	CV
3	8.227	3.39	0.360	0.907	38.76	83.61	348	CV	2.15	15	CV
2	6.016	3.39	0.360	0.907	38.76	61.14	348	CV	1.57	15	CV
1	4.088	3.39	0.360	0.907	38.76	41.54	348	CV	1.07	15	CV
RDC	2.295	3.39	0.360	0.907	38.76	23.32	348	CV	0.60	15	CV

Tableau VI-16 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres secondaires en travée.

• En appuis:

Niveau	Ms (KN.m)	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} < $\bar{\sigma}$	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
8	18.338	5.65	0.588	0.886	28.86	114.47	348	Cv	3.96	15	cv
7	18.128	5.65	0.588	0.886	28.86	113.16	348	Cv	3.92	15	cv
6	17.097	5.65	0.588	0.886	28.86	106.73	348	Cv	3.69	15	cv
5	15.399	5.65	0.588	0.886	28.86	96.13	348	Cv	3.33	15	cv
4	13.953	5.65	0.588	0.886	28.86	87.10	348	Cv	3.01	15	cv
3	12.073	5.65	0.588	0.886	28.86	75.36	348	Cv	2.61	15	cv
	9.658	5.65	0.588	0.886	28.86	60.29	348	Cv	2.08	15	cv
1	7.651	5.65	0.588	0.886	28.86	47.76	348	Cv	1.65	15	cv
RDC	5.311	5.65	0.588	0.886	28.86	33.15	348	Cv	1.15	15	cv

Tableau VI-17 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres secondaires en appuis.

c. **État limite de déformation :**

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS).

D'où :

• **Poutres principales**

$$f = 0.006 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires**

$$f = 0.038 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

Poutres	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
P. principales	Aux appuis	3HA14(filantes) + 2HA 12(chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En travée	3HA14 (filantes)		Zone courante	15
p. Secondaires	Aux appuis	3HA12 (filantes) + 2HA 12 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En Travée	3HA12 (filantes)		Zone courante	15

Tableau VI-18: Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

VI.3 Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI -3-1 combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

1- Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

2- Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

➤ **Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

- **Armatures verticales..... (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :**
 - Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
 - 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.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- 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.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Armatures horizontales.....(Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003) :**

- Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

➤ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA9 / Version 2003
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		

- 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

• **Armatures transversales :**

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

• **Armature pour les potelets :**

- Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

• **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 20 cm).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $l/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

• **Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec $T = 1,4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

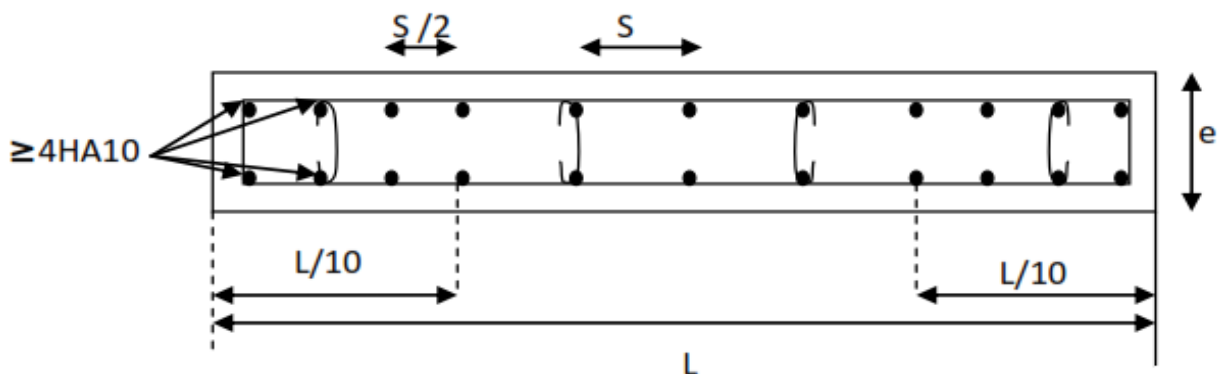


Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI -3-2-Exposé de la méthode de calcul.....RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4) :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du voile ;

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Remarque :

1. Dans le but de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.
 - **Zone I** : RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage ;
 - **Zone II** : Du 3^{eme} au 5^{eme} étage;
 - **Zone III** : Du 6^{eme} au 8^{eme} étage;

a. **Calcul de l'excentricité** : $e = \frac{M}{N}$

b. **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 :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

c. **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

d. **Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

e. **Ferraillage du voile :**

• **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle

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

$$A_v = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec : A_v : section des armatures tendue du voile.

f. **Vérification a ELU :**

• **Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{array} \right.$$

• **Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times lt$ (Art 7.7.4.1 / RPA99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile on doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \text{ (Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)}$$

• **Zone courante :**

On doit vérifier que :

$$A_{total\ courante} \geq 0,10\%Lc \times b \text{ (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)}$$

Avec

Lc = L - 2L/10 : La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

g. **Les vérifications :**

• **Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- D'après le BAEL (Art 7.7.2 / RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b₀ : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_{\max \text{ELU}}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{ct} \varepsilon}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

CHAPITRE VI :

Ferrailage des éléments structuraux

Voiles de 1,8 m

S	I	Y
0,36	0,0972	0,9

		Sollcitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales	Armt trans	Espacement		Vérification des constructions									
		N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At/ml	nodale	Courante	$\sigma_{s1} \leq 5 MPa$		$m \leq \bar{m} = 3,26 MPa$		$\sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_{s2} = 15 MPa$		
																						ab	Obs	ac	Obs	abc	Obs		
I	V5 = 1,5m	-1229,26	7,261	3,53	ELU	-3347,38	-3481,84	0	0	0	0,16	0,16	0,08	9,45	5,25	7,55	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,554	Cv	0,396	Cv	10,313	Cv
		-234,27	481,812	140,71	M08GEX	3810,47	-5111,97	1,03	392,97	11,29	4,28	15,57	7,79	9,45	7,55														
		-1058,67	485,548	142,41	GQEX	1555,06	-7436,56	0	0	0	6,30	6,30	3,15	7,875	5,25														
II	V5 = 1,5m	-882,31	26,878	14,08	ELU	-2201,99	-2699,73	0	0	0	0,62	0,62	0,31	9,45	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,413	Cv	0,295	Cv	7,402	Cv
		-153,1	92,977	65,25	M08GEY	435,62	-1286,18	1,34	58,57	1,68	2,59	4,27	2,14	9,45	5,25														
		-642,01	183,874	106,26	GQEX	-80,82	-3485,90	0	0	0	4,70	4,70	2,35	9,45	5,25														
III	V5 = 1,5m	-477,8	13,526	6,22	ELU	-1201,98	-1452,46	0	0	0	0,28	0,28	0,14	9,45	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,301	Cv	0,215	Cv	4,008	Cv
		-13,48	59,629	58,04	M08GEY	514,68	-589,56	0,96	49,46	1,42	1,65	3,07	1,53	9,45	5,25														
		-380,8	94,26	77,28	GQEX	-185,00	-1930,56	0	0	0	3,42	3,42	1,71	9,45	5,25														

Tableau VI-21 : ferrailage des voiles de 1.8 m

CHAPITRE VII:

Étude de l'infrastructure

VII-1- Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII-2- Choix et type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII-3-Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

a. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothécité des dimensions $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$

d'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \cdot \sigma_{sol}}}$

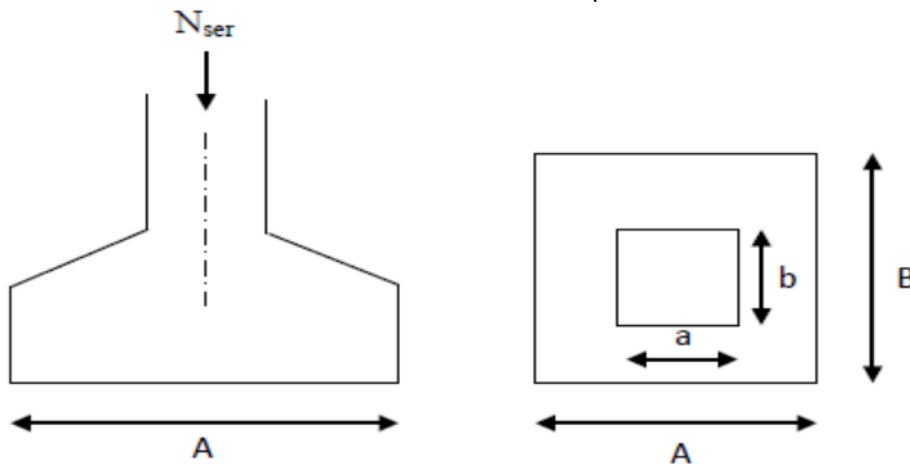


Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation.

• **Exemple de calcul :**

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_s = 1248.74 \text{ kN} \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1248.74}{200}} = 2.49\text{m} \rightarrow \text{On opte pour } A=B= 3\text{m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S=n B^2=36 \times 3^2=324\text{m}^2$

Avec:

n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t=405.40\text{m}^2$

Donc : $S_t=324 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat}=225.2 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50** de la Surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à Notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

b. Semelles filantes :

b.1 Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q: Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

• **Sens longitudinal :**

Voiles	Longueur	Largeur	Ns max (KN)	Nombre	S=L×B (m ²)	S totale (m ²)
V1	1.5	1.48	444.33	6	2.22	13.33
V2	1.8	1.77	638.92	1	3.19	3.19
V3	2.5	1.24	621.28	2	3.11	6.21
Somme						22.73

Tableau VII-1 : Surface de la semelle filante sous les voiles longitudinaux.

- Sens transversal :

Voiles	Longueur	Largeur	Ns max (KN)	Nombre	S=L×B (m ²)	S totale (m ²)
V5	1.5	1.25	374.14	2	1.87	3.74
V6	1.8	0.91	329.18	2	1.65	3.29
V7	2.5	1.00	502.48	4	5.51	10.05
Somme						17.08

Tableau VII-2 : Surface de la semelle filante sous les voiles transversaux.

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S = S_l + S_t = 22.73 + 17.08 = 39.81 \text{ m}^2$$

b.2 Semelles sous poteaux :

1. hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

2. Étapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$.

avec :

e: excentricite de la structure
e_i: excentricite de chaque élément

- Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

⇒ Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique C)

Poteaux	Ns(KN)	Ms (KN.m)	ei(m)	Ns×ei
A	1248.74	3.281	-10.725	-13392.74
B	769.73	4.991	-9.475	-4984.00
C	615.16	-5.227	-2.175	-1337.97
D	738.94	5.601	2.125	1570.25
E	789.77	-4.941	6.425	5074.27
D	1247.47	-2.973	10.725	13379.12
Somme	5409.81	0.732	/	308.92

Tableau VII-3 : Détermination de la résultante des charges L'ELS.

La résultante :

$$R = \sum N_s = 5409.81[\text{KN}]$$

$$e = \frac{\sum N_s e_i + \sum M_s}{R} = \left| \frac{308.92 + 0.732}{5409.81} \right| = 0.057[\text{m}]$$

Donc l'excentricité $e = 0.0572 [\text{m}]$ $k \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{5409.81}{21.45} \left(1 + 6 \times \frac{0.057}{21.45} \right) = 256.23 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{5409.81}{21.45} \left(1 - 6 \times \frac{0.057}{21.45} \right) = 248.18 \text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{5409.81}{21.45} \left(1 + 3 \times \frac{0.057}{21.45} \right) = 254.22 \text{KN/ml}$$

3. Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{254.22}{200} = 1.27[\text{m}]$$

Soit: $B = 1.3 [\text{m}]$

Nous aurons donc :

$$S = 1.3 \times 21.45 = 27.88 \text{m}^2$$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 27.88 \times 6 = 167.28 \text{m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 167.28 + 39.81 = 207.09 \text{m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 405.40m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{207.09}{405.40} = 0.51$$

La surface totale des semelles représente 52% de la surface de bâtiment.

Conclusion:

Puisque les semelles occupent plus de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour

Un radier général comme fondation de notre bâtiment.

VII-5- Étude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Grande rigidité en son plan horizontal.
- Bonne répartition des charges.
- Éviter les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement du radier :

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

- **Selon la condition forfaitaire :**
- **sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$53.75 \leq h \leq 86$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{max} = 4.30$ m)

h : épaisseur du radier.

D'après ces condition, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{radier}=90$ cm.

- Sous poteaux :

➤ La dalle:

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_d = 40 \text{ cm}$$

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow 8.6 \leq h_t \leq 10.75 \rightarrow \text{On prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

➤ La nervure:

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur h_n qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h_n = 50 \text{ cm}$$

h_n : Hauteur de la nervure.

➤ Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : module de déformation longitudinale différée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa. Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4,3\right)^4 \cdot \frac{3(40)}{10818,865}} = 0,85 \text{ m} = 85 \text{ cm} \implies \text{On prend } h_n = 100 \text{ cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 (100) \leq b_n \leq 0,7 (100) \implies 40 \leq b_n \leq 70 \text{ On prend } \implies b_n = 55 \text{ cm}$$

b_n : Largeur de la nervure.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_n = 100 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$b_n = 55 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_d = 40 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$h_t = 10 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle flottante)

2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes $G_{\text{bat}} = 28866.76 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 6234.61 \text{ KN}$.

b. Combinaison d'action :

- A L'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 48322.041 \text{ KN}$.
- A L'ELS : $N_s = G + Q = 35101.37 \text{ KN}$.

c. Détermination de la surface du radier :

- A L'ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48322.041}{1,33 \times 200} = 181.66 \text{ m}^2$.

- A L'ELS : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35101.37}{200} = 175.51 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 181.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 405.40 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 181.66 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(50\text{cm}; 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.5(20.45 + 18.9) \times 2 = 39.35\text{m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 405.40 + 39.35 = \mathbf{444.75\text{m}^2}$$

2. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

b. Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 444.75 \times 0.40 \times 25 = \mathbf{4447.5\text{KN}}$$

c. Poids de la nervure:

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(1 - 0.4) \times (20.45 \times 6 + 18.9 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = \mathbf{1770.75\text{KN}}$$

d. Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 20.45 \times 6) + (0.5 \times 18.9 \times 6) = \mathbf{118.05\text{m}^2}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (444.75 - 118.05) \times (1 - 0.4) \times 17 = \mathbf{3332.34\text{KN}}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17\text{KN/m}^3$$

e. Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (444.75 - 118.05) \times 0.1 \times 25 = \mathbf{816.75\text{KN}}$$

Donc : le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = \mathbf{10367.34\text{KN}}$$

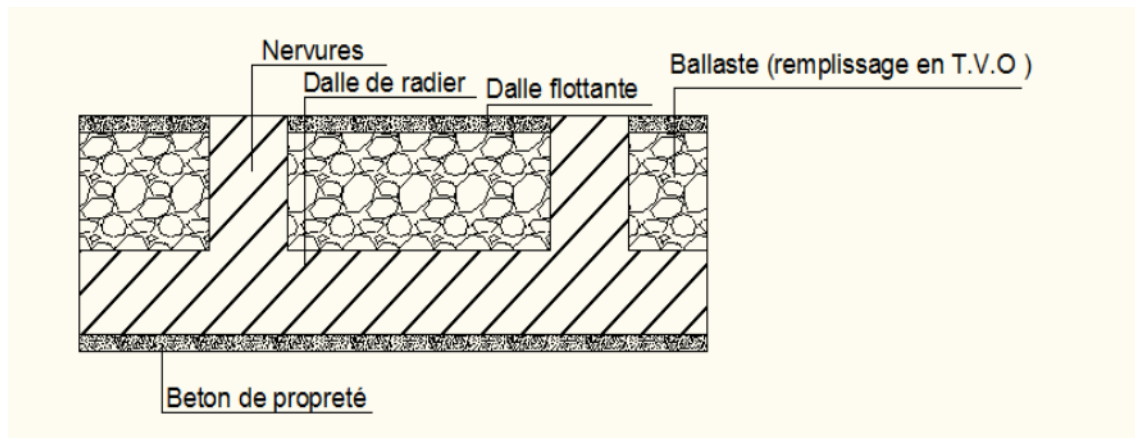


Figure VII-2 : Coupe verticale d'un radier.

f. Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment :

$$Q = 6234.61 \text{ KN}$$

Surcharge du radier :

$$Q = 3,5 \times 444.75 = 1556.63 \text{ KN}$$

g. Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier tot}} + G_{\text{bat}} = 10367.34 + 28866.76 = 39234.1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier tot}} + Q_{\text{bat}} = 1556.63 + 6334.61 = 7891.24 \text{ KN}$$

h. Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 39234.1 + 1.5 \times 7891.24 = 64802.895 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 39234.1 + 7891.24 = 47125.34 \text{ KN}$$

3. Les Vérifications à l'ELU :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 / Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{47125.34 \times 1}{444.75} \times \frac{4.30}{2} = 227.81 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{227.81 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.63 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.99 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Vérification de la stabilité du radier :

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{20.45}{2} = 10.23 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{18.9}{2} = 9.45 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20.45 \times 18.9^3}{12} = 11505.28 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18.9 \times 20.45^3}{12} = 13469.78 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

⇒ Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

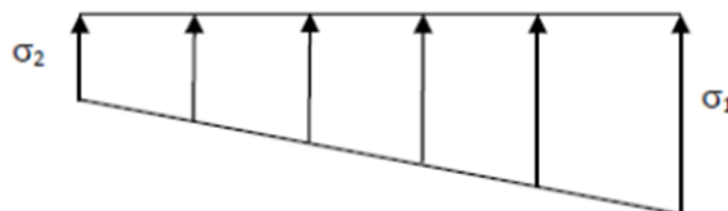


Figure VII-3 : Diagramme des contraintes.

Avec :
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{S0i}$$

A l'ELS :
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{S0i}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Calcul des moments :

Solicitations		M ₀ (KNm)	T ₀ (KN)	h (m)	M (KNm)
Sens	XX	37501.813	1894.16	1	39395.97
	YY	34837.363	1765.59	1	36602.95

Tableau VII-4 : Calcul des moments.

- Sens longitudinal :

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{64802.895}{444.75} + \frac{39395.97}{13469.78} \times 10.23 = 175.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{64802.895}{444.75} - \frac{39395.97}{13469.78} \times 10.23 = 115.79 \text{KN/m}^2$$

- **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{47125.34}{444.75} + \frac{39395.97}{13469.78} \times 10.23 = 135.87 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{47125.34}{444.75} - \frac{39395.97}{13469.78} \times 10.23 = 76.04 \text{KN/m}^2$$

- Sens transversal:

- **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{64802.895}{444.75} + \frac{36602.95}{11505.28} \times 9.45 = 175.77 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{64802.895}{444.75} - \frac{36602.95}{11505.28} \times 9.45 = 115.64 \text{KN/m}^2$$

• **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{47125.34}{444.75} + \frac{36602.95}{11505.28} \times 9.45 = 136.02 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{47125.34}{444.75} - \frac{36602.95}{11505.28} \times 9.45 = 75.89 \text{KN/m}^2$$

c. **Vérification de la condition de résistance :**

A L'ELU: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\overline{\sigma_{sol}}$

A L'ELS: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} =$

avec : $\overline{\sigma_{sol}} = 2\text{bars} = 200 \text{KN/m}^2$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Contrainte	ELU				ELS			
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	OB S	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	OBS
Sens (xx)	175.63	115.79	160.67	CV	135.87	76.04	120.91	CV
Sens (yy)	175.77	115.64	160.74	CV	136.02	75.89	120.98	CV

Tableau VII-5 : vérification de la condition de résistance.

4. **Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

a. **Panneaux encastres appuyés sur 4 cotés :** On distingue deux cas :

- **1er Cas:** Si $\rho < 0.4$, Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

- **2eme Cas:** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

b. Identification du panneau le plus sollicité :

$$\vartheta = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.30} = 0.91 \quad \mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

$0.4 \leq \rho < 1 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens

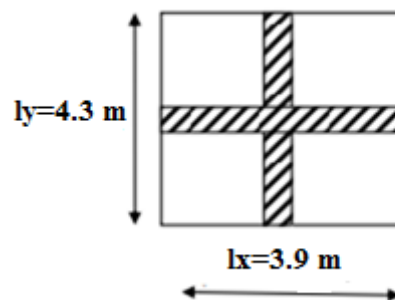


Figure VII-5: Entre axe du panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- L'ELU : $q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(160.74 - \frac{10367.34}{444.75} \right) \times 1 = 137.43 \text{KN/m}^2$
- L'ELS : $q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(120.98 - \frac{10367.34}{444.75} \right) \times 1 = 97.66 \text{KN/m}^2$

➤ Calcul à L'ELU :

$$\text{On a donc : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0448 \times 137.43 \times 3.90^2 = \mathbf{93.64 \text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.798 \times 93.64 = \mathbf{74.72 \text{KN.m}}$$

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M0x$ ou $0,75M0y$
- Moment sur appuis : $0,5M0x$ ou $0,5M0y$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M0x$ ou $0,75M0y$
- Moment sur appui de rive : $0,3M0x$ ou $0,3M0y$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M0x$ ou $0,5M0y$
 - Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

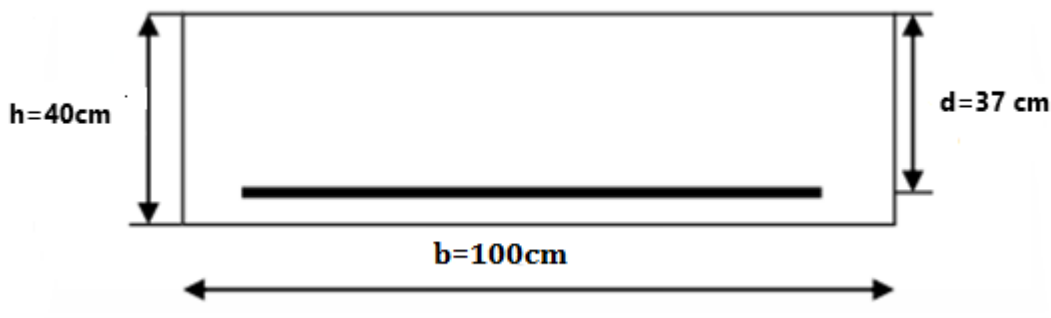
$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 93.64 = 46.82 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 74.72 = 37.36 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 93.64 = 28.092 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 74.72 = 22.416 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 93.64 = 70.23 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 74.72 = 56.04 \text{KN.m} \end{cases}$$



1. Ferrailage suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.82 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46.82 \times 10^3}{0.988 \times 37 \times 348} = 3.68 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 3.68 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.23cm²avec un espacement de 15cm.

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.23 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70.23 \times 10^3}{0.982 \times 37 \times 348} = 5.55 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 5.55 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.23 cm²avec un espacement de 15cm

2. Ferrailage suivant y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.36 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.36 \times 10^3}{0.990 \times 37 \times 348} = 2.93 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 2.93 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.23cm²avec un espacement de 15cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56.04 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.04 \times 10^3}{0.986 \times 37 \times 348} = 4.41 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 4.41 \text{cm}^2$$

Soit : $6HA14=9.23cm^2$ avec un espacement de 15cm.

Sens	Zone	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u Adoptée	St
x-x	travée	70.23	0.036	SSA	0.982	5.55	6HA14	9.23	15
	appui	46.82	0.024	SSA	0.988	3.68	6HA14	9.23	15
y-y	travée	56.04	0.028	SSA	0.986	4.41	6HA14	9.23	15
	appui	37.36	0.020	SSA	0.990	2.93	6HA14	9.23	15

Tableau VII-6 : ferraillage de radier.

3. Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} . b . d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.47cm^2.$$

		A (cm2)	Amin (cm2)	Observation
x-x	ELU	9.23	4,47	Condition Vérifiée
		9.23		Condition Vérifiée
y-y	ELU	9.23	4,47	Condition Vérifiée
		9.23		Condition Vérifiée

Tableau VII-7 : Vérification de la condition de non fragilité.

2. Vérification des espacements (BAEL91/A8.2, 42) :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens x x:

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 40\text{cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 40\text{cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4. Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

a. Évaluation des moments M_x et M_y :

$$\vartheta = 0.2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.30} = 0.91 \mu_x = 0.0519$$

$$\mu_y = 0.861$$

$0.4 \leq \rho < 1 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens

On aura donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0519 \times 97.66 \times 4.5^2 = 102.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.861 \times 102.64 = 88.37 \text{ kN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 102.64 \times 0,5 = 51.32 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 102.64 \times 0,85 = 87.24 \text{ kN.m}$.

➤ **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 88.37 \times 0,5 = 44.19 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 88.37 \times 0,85 = 75.11 \text{ kN.m}$

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b=100\text{cm}$ $d=37\text{cm}$

- $\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ en (MPa)

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	σ_s	σ_s	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
x-x	Appuis	9.23	51.32	0,183	0.930	56.43	161.58	348	CV	3.89	15	CV
	Travée	9.23	87.23	0,249	0,930	56.43	274.64	348	CV	5.84	15	CV
y-y	Appuis	9.23	44.19	0,183	0,930	56.43	139.13	348	CV	3.36	15	CV
	Travée	9.23	75.11	0,249	0,930	56.43	236.64	348	CV	5.03	15	CV

Tableau VII-8 : vérification des contraintes dans le béton.

VII-5-Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

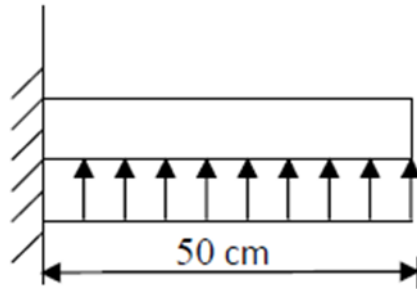


Figure VII-6 : Schéma statique du débord.

1. Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 170.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-170.66 \times (0.50)^2}{2} = -17.18 \text{ KNm}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 128.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-128.66 \times 0.50^2}{2} = -12.22 \text{ KNm}$$

2. Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.18 \times 10^6}{1000 \times 37^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \dots \dots \text{ SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.18 \times 10^3}{0.996 \times 37 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.34\text{cm}^2$$

3. Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité.....(BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.47\text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**.

4. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122$$

$$\rho_1 = 0.122 \rightarrow \beta = 0.942; K = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12.21 \times 10^6}{0.942 \times 370 \times 4.52 \times 10^2} = 77.50\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{77.50}{71.21} = 1.08\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \text{condition verifiee}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 102.07\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

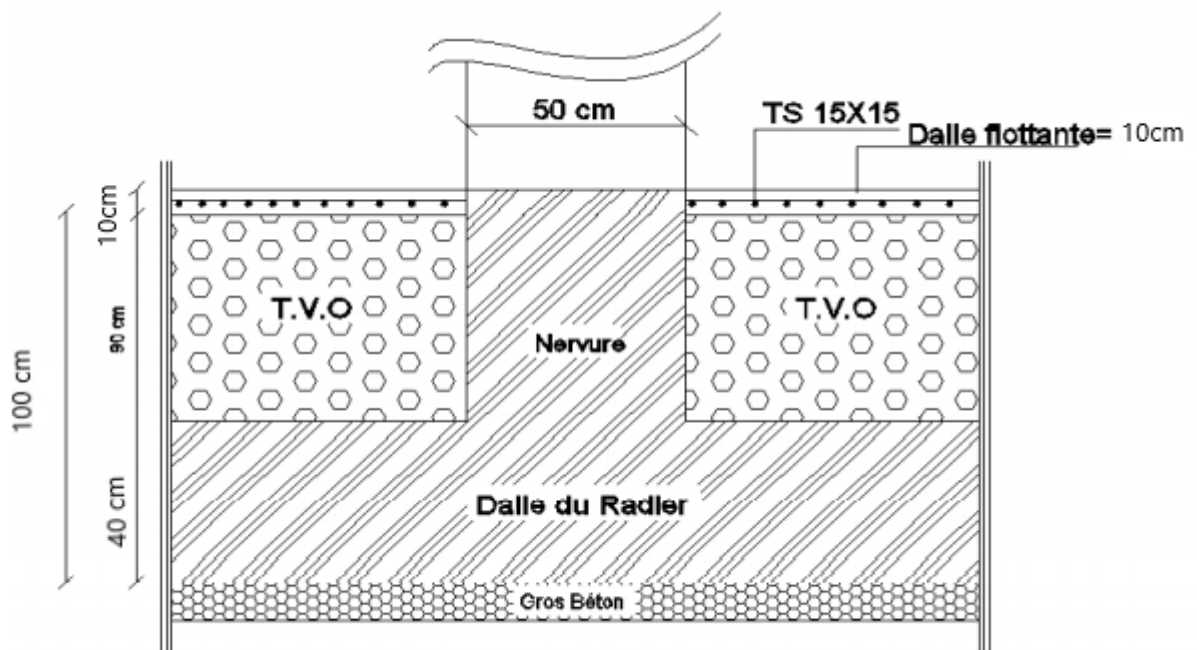
Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

VII-6-Ferraillage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

**1. Chargement simplifié admis :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

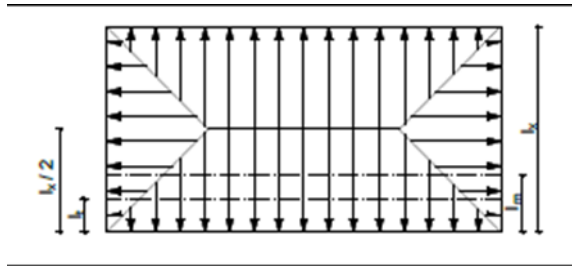


Figure VII-7: Répartition trapézoïdale.

- **Le Chargement simplifié :**

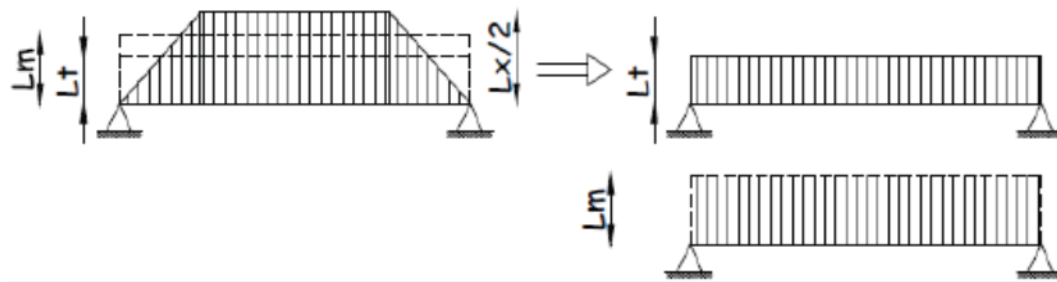


Figure VII-8: Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

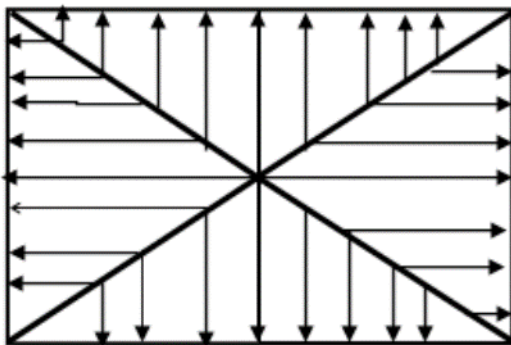


Figure VII-9: Répartition triangulaire.

2. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3-Détermination des charges :

• A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(160.74 - \frac{10367.34}{444.75} - \frac{1770.75}{118.05} \right) = 122.42 \text{ KN/m}^2$$

➤ A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(120.98 - \frac{10367.34}{444.75} - \frac{1770.75}{118.05} \right) = 82.66 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charges à considérer :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

• Sens longitudinal

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	Moment fléchissant				Effort tranchant				
									q _s	Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
A - B	1	3,9	4,25	0,918	Trapézoïdal	1,40	1,13	122,42	82,66	171,71	343,42	115,94	231,89	138,21	276,42	93,32	186,64
	2	3,9	4,25	0,918	Trapézoïdal	1,40	1,13	122,42	82,66	171,71		115,94		138,21		93,32	
B - C	1	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26	346,52	116,99	233,98	140,53	281,07	94,89	189,78
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26		116,99		140,53		94,89	
C - D	1	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26	346,52	116,99	233,98	140,53	281,07	94,89	189,78
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26		116,99		140,53		94,89	
D - E	1	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26	346,52	116,99	233,98	140,53	281,07	94,89	189,78
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26		116,99		140,53		94,89	
E - F	1	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26	346,52	116,99	233,98	140,53	281,07	94,89	189,78
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdal	1,42	1,15	122,42	82,66	173,26		116,99		140,53		94,89	

Tableau VII-9 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal.

• Sens transversal

									Moment fléchissant				Effort tranchant				
Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
A - B	1	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99	317,97	107,35	214,70	119,36	238,72	80,59	161,19
	2	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99		107,35		119,36		80,59	
B - C	1	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99	317,97	107,35	214,70	119,36	238,72	80,59	161,19
	2	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99		107,35		119,36		80,59	
C - D	1	3,3	4,3	0,767	Triangulaire	1,10	0,83	122,42	82,66	134,53	269,05	90,84	181,67	101,00	201,99	68,19	136,39
	2	3,3	4,3	0,767	Triangulaire	1,10	0,83	122,42	82,66	134,53		90,84		101,00		68,19	
D - E	1	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99	317,97	107,35	214,70	119,36	238,72	80,59	161,19
	2	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99		107,35		119,36		80,59	
E - F	1	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99	317,97	107,35	214,70	119,36	238,72	80,59	161,19
	2	3,9	4,3	0,907	Triangulaire	1,30	0,98	122,42	82,66	158,99		107,35		119,36		80,59	

Tableau VII-10 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversal.

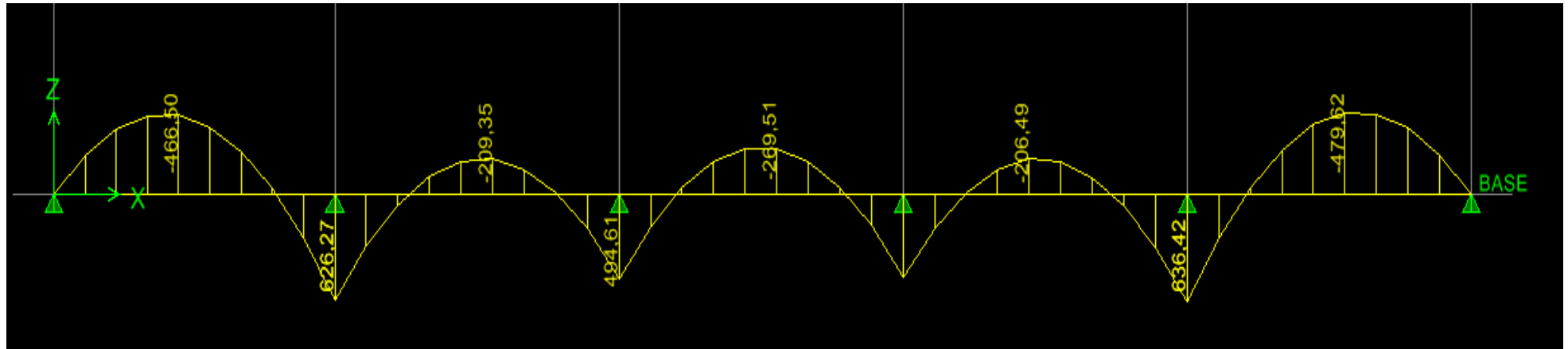


Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

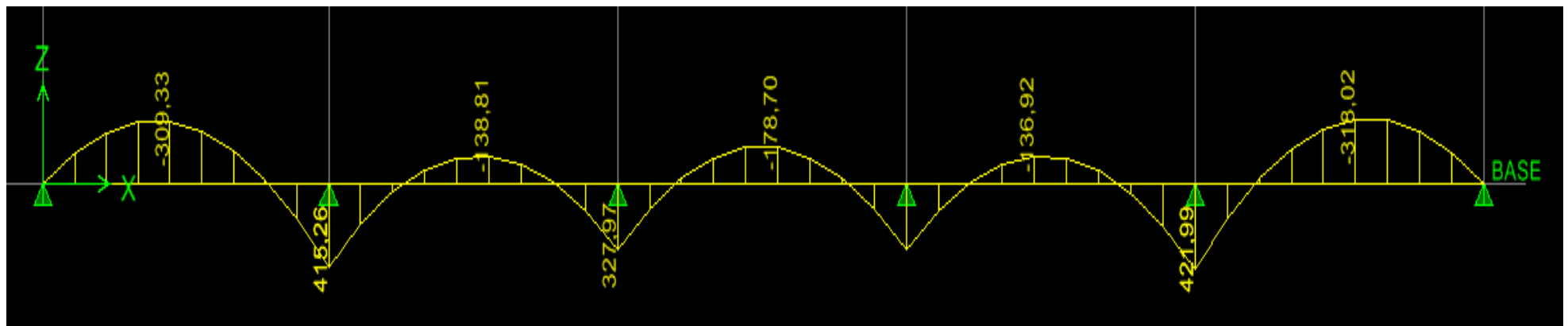


Figure VII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens X-X.

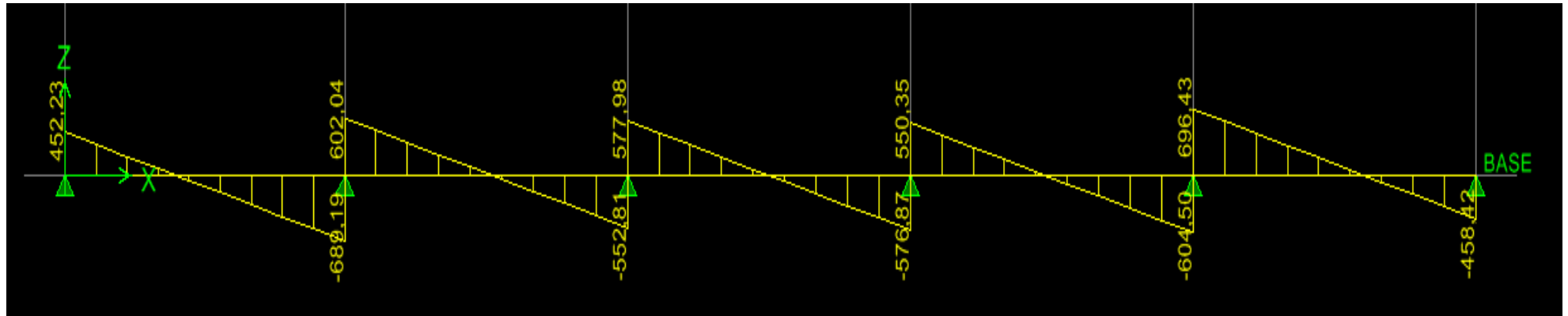


Figure VII-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.

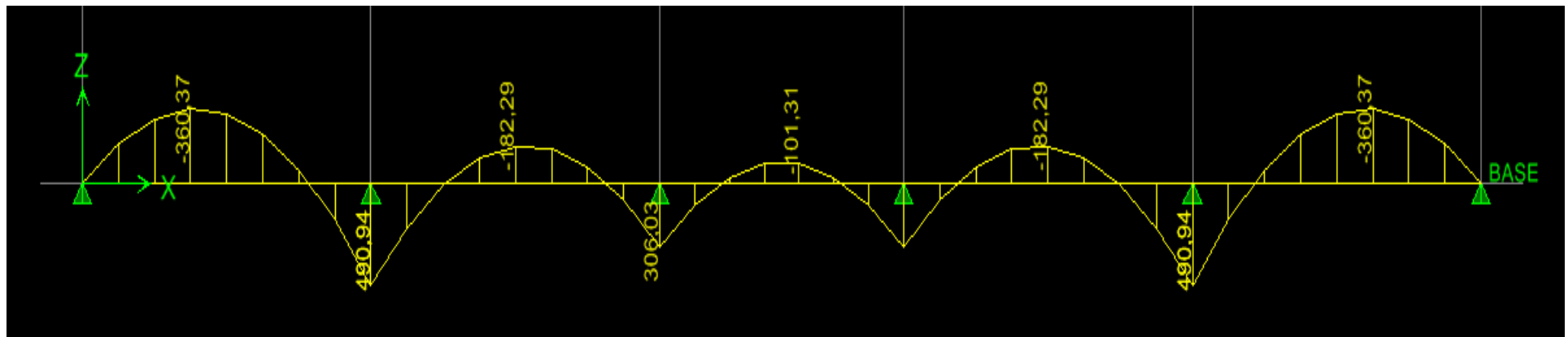


Figure VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

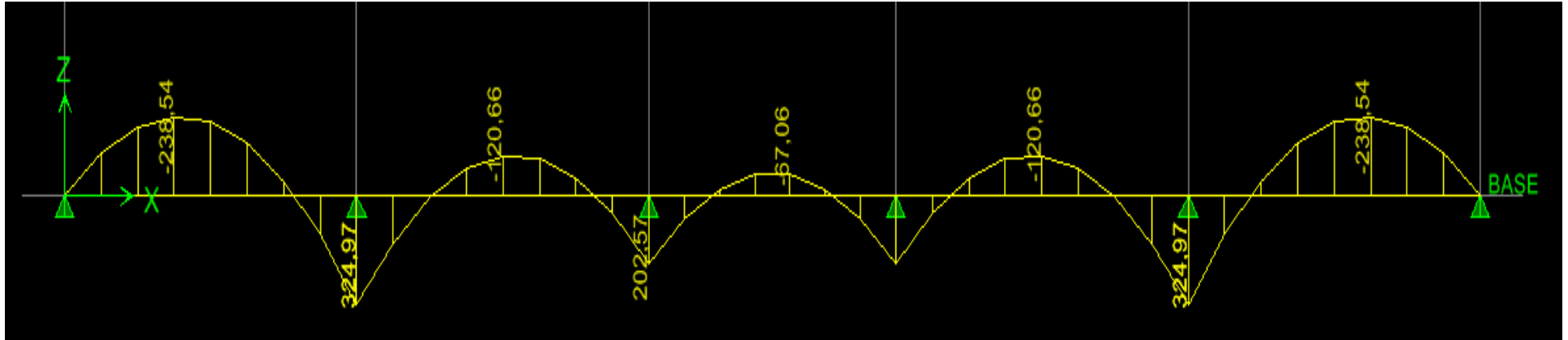


Figure VII-14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y .

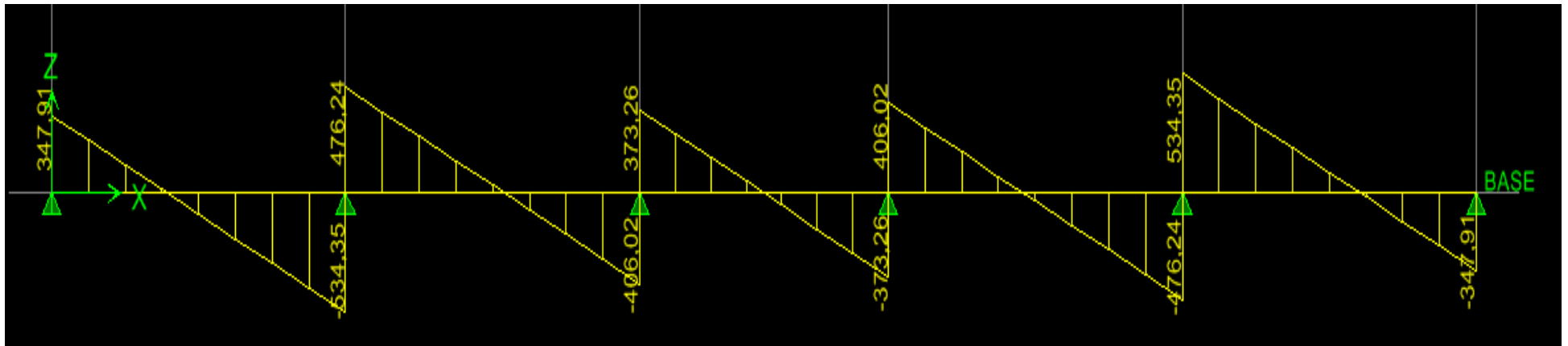


Figure VII-15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{max}^a = 636,42$	$M_{max}^a = 421,99$	$M_{max}^a = 490,94$	$M_{max}^a = 324,97$
$M_{max}^t = 479,62$	$M_{max}^t = 318,02$	$M_{max}^t = 360,37$	$M_{max}^t = 238,54$
$T_{max} = 696,43$		$T_{max} = 534,35$	

Tableau VII-11 : Les efforts internes dans les nervures.

- **Calcul du ferrailage :**

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	μ	obs	β	A_s	Choix	A_{ad}
X-X	Appuis	636,42	0,095	S.S.A	0,95	17,27	5HA16+5 HA 16	20,1
	Travée	490,94	0,073	S.S.A	0,9635	13,13	5HA16+5 HA 12	15,7
Y-Y	Appuis	479,62	0,072	S.S.A	0,963	12,84	5HA16+5 HA 12	15,7
	Travée	360,37	0,054	S.S.A	0,972	9,56	5HA16	10,05

Tableau VII-12 : Calcul du ferrailage de la nervure.

4. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale.... (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

		A_{Adepte}	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	20,1	5,73	Condition vérifiée
	Travée	15,7	5,73	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	15,7	5,73	Condition vérifiée
	Travée	10,05	5,73	Condition vérifiée

Tableau VII-13 : Calcul de la condition du non fragilité.

1. Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

• Espacement des armatures:

- Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{95}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

• Armatures transversales minimales.....(Art 7.5.2.2 RPA 99 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{696,43 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,47 \text{ v} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{534,35 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,14 \text{ v} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Armatures de peau.... (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,00 = 3,00 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4\text{HA}12.$$

5. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	A_s (cm ²)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
x-x	Travée	20,1	421,99	0,423	0,901	35,21	310,68	348	8,82	15	Condition vérifiée
	Appuis	15,7	324,97	0,331	0,91	46,56	303,28	348	6,51	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	15,7	318,02	0,331	0,91	46,56	296,79	348	6,37	15	Condition vérifiée
	Appuis	10,05	238,54	0,212	0,926	52,57	341,76	348	6,50	15	Condition vérifiée

Tableau VII-14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion général

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure (RDC+8) à usage habitation et commercial, est la première expérience qui ma permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation.

Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix de modèle de calcul à considérer.

L'étude de ce projet nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les déférentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Après avoir fais l'étude d'un système en portique seul n nous avons recherché une bonne disposition de voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec le choix de système de contreventement choisi toutes les vérifications des exigences de l'RPA ont été satisfaites notamment le déplacement absolue et relatifs.

Pour le ferrailage des éléments, on doit toujours tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorables, et effectuer par la suite les vérifications à l'ELU et à l'ELS.

Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration des plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

Bibliographie

Réglemets :

- Règles parasismiques algérien RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

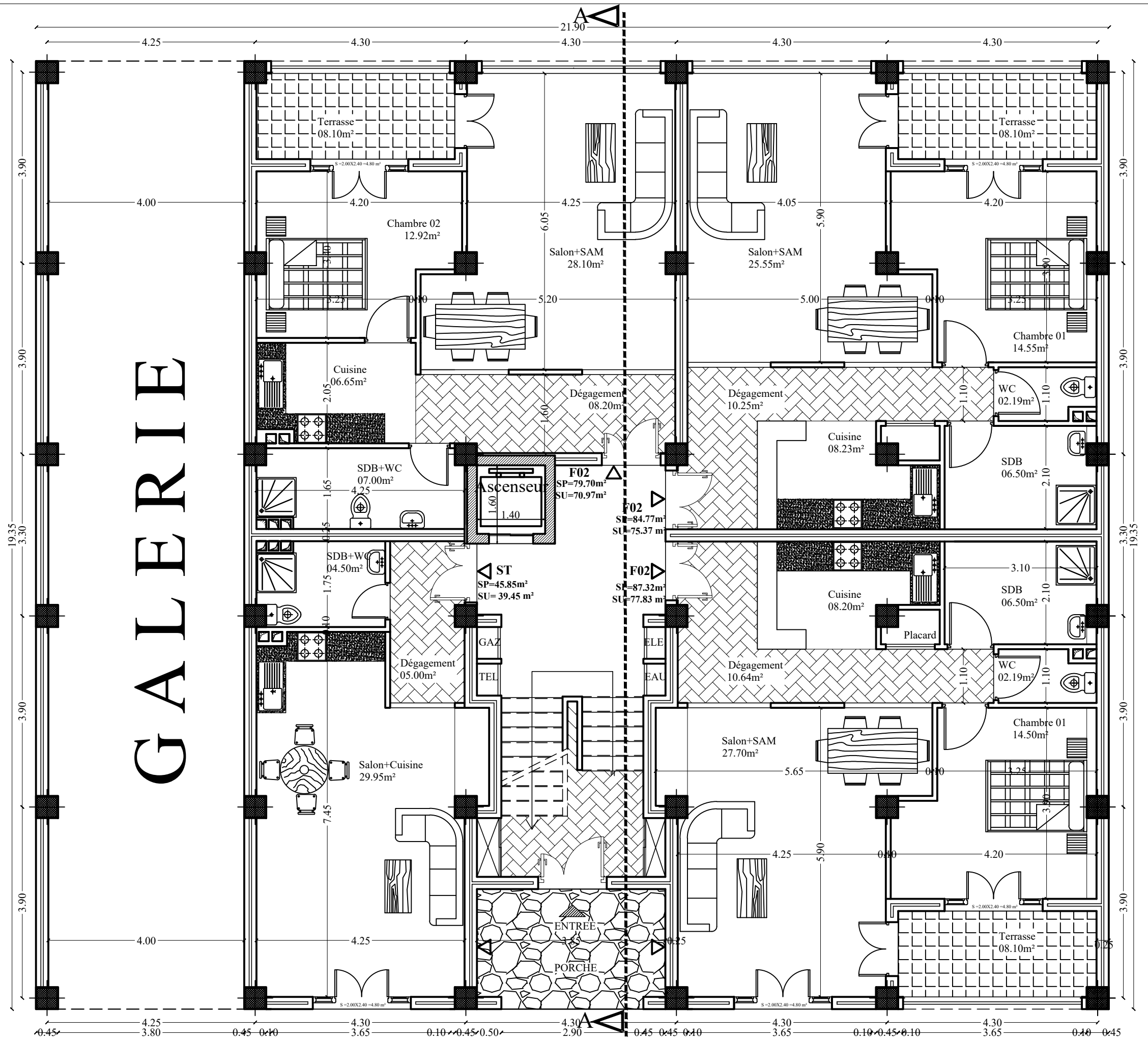
Ouvrage :

- Formulaire de Béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.

Logiciels :

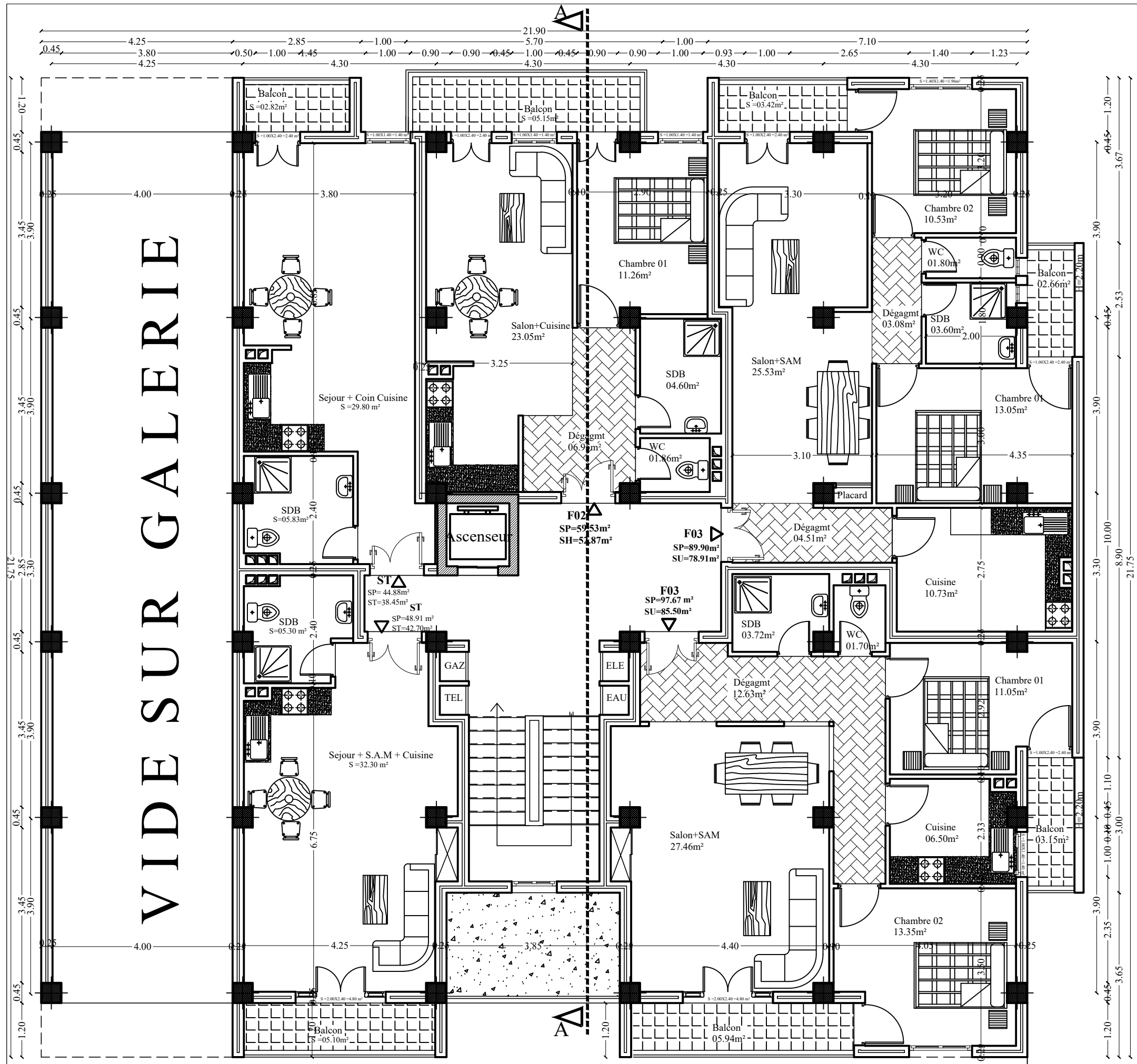
- Logiciel ETABS version 9.6.0 (analyse des structures).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2017.

Plans D'exécutions

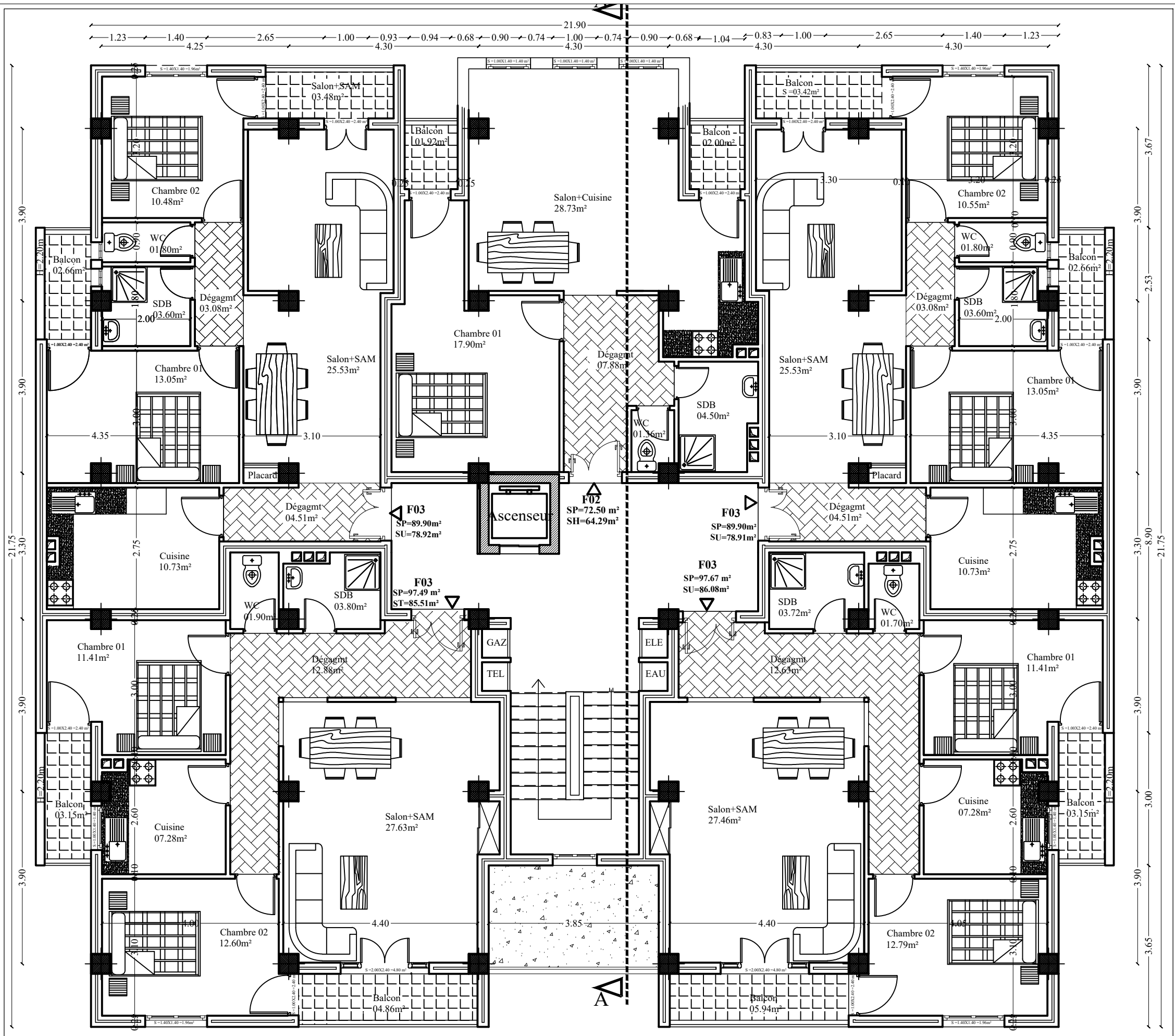


GALLERIE

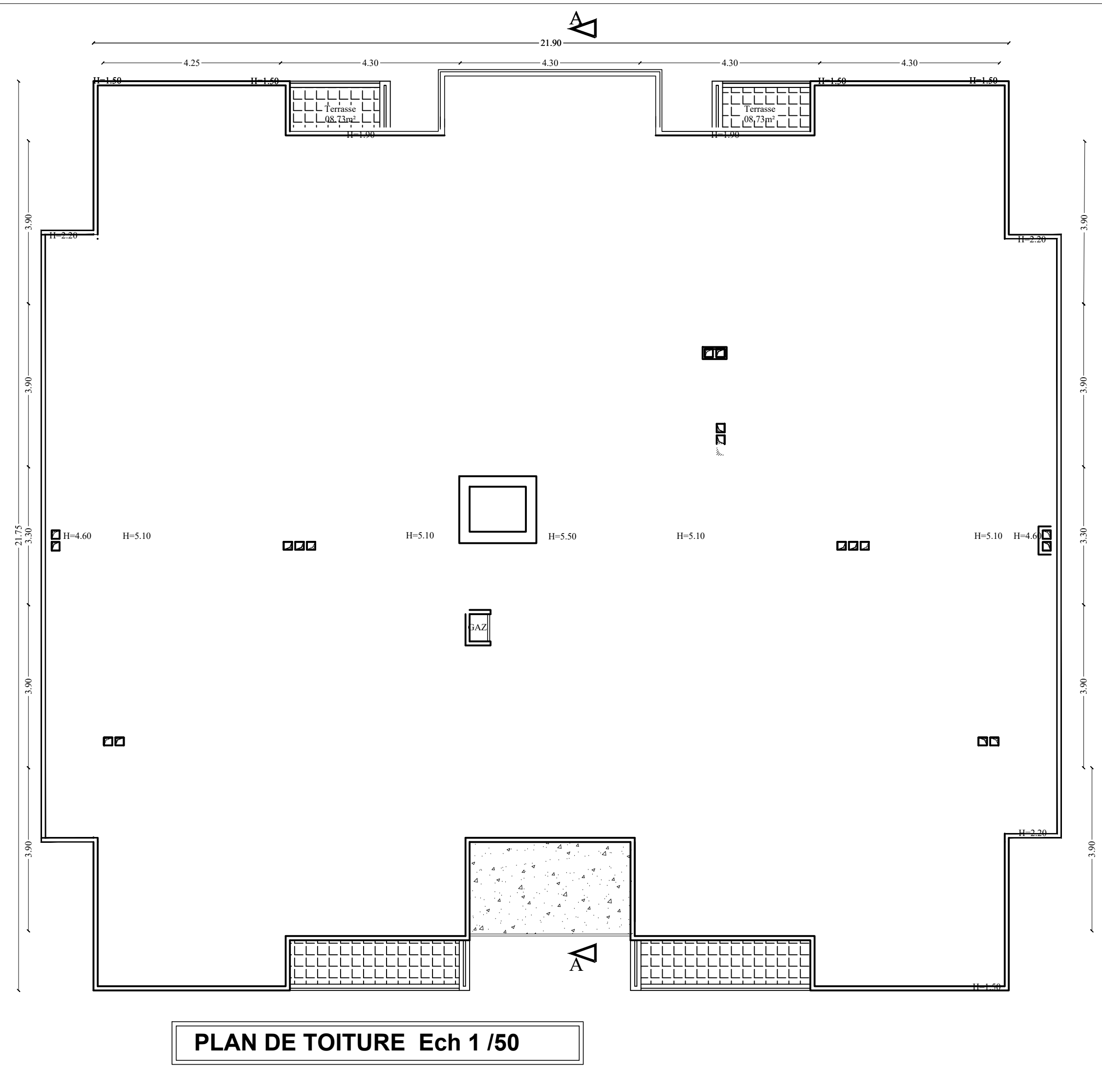
PLAN REZ DE CHAUSSEE Ech 1 /50



PLAN DU 1er ETAGE Ech 1 /50

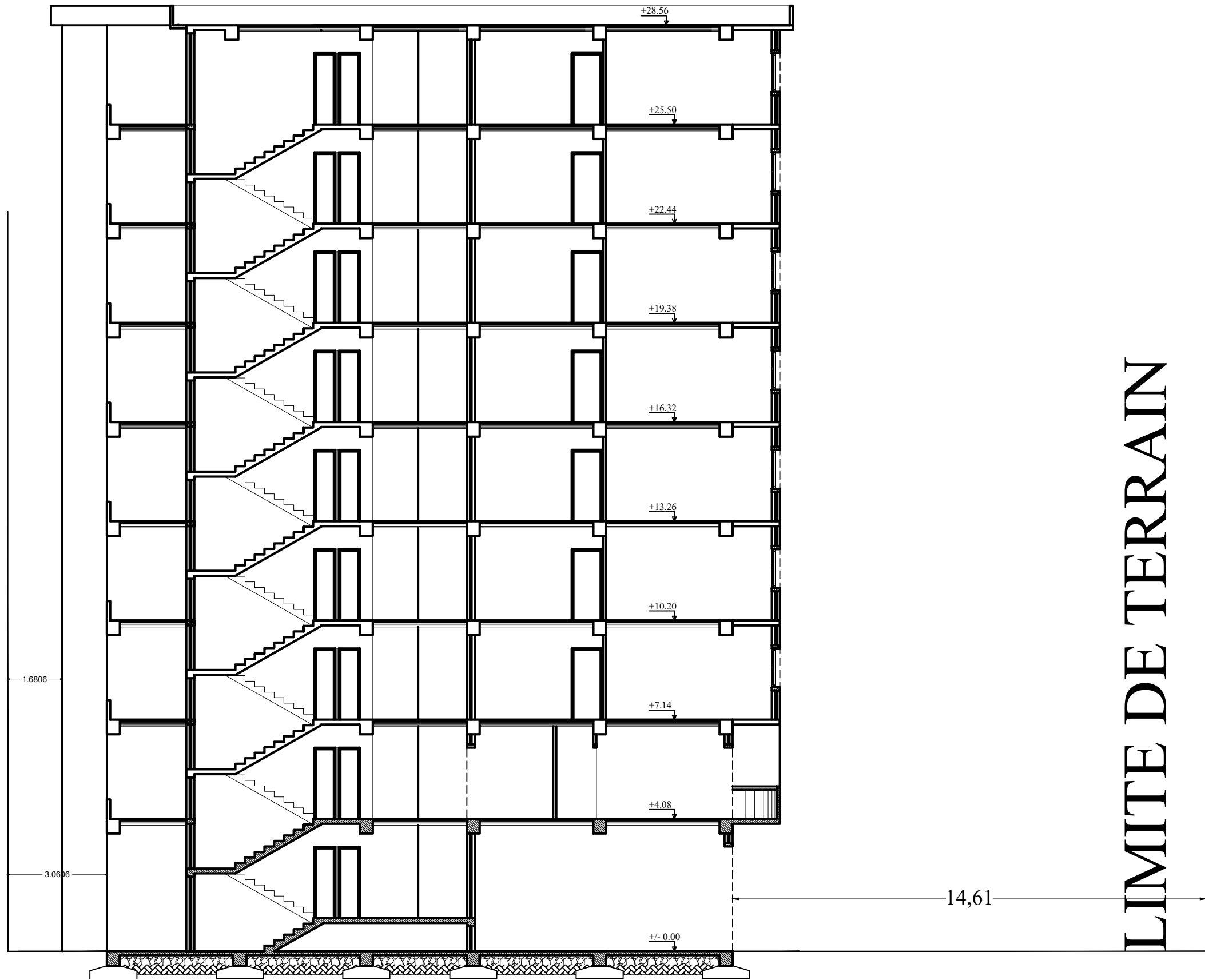


PLAN ETAGE 02, 03, 04, 05, 06, 07, 08 Ech 1 / 50



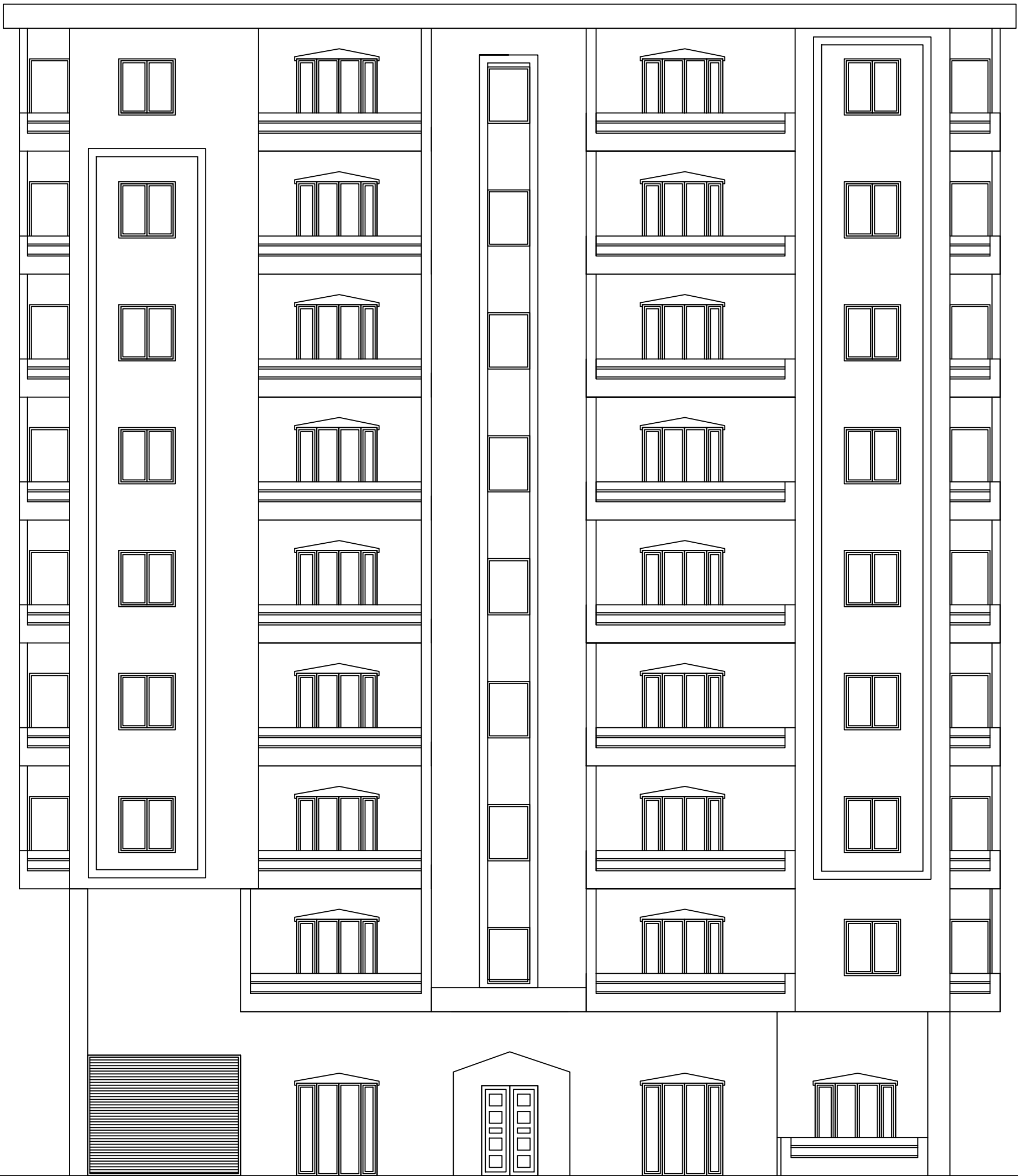
PLAN DE TOITURE Ech 1 / 50

LIMITE DE TERRAIN



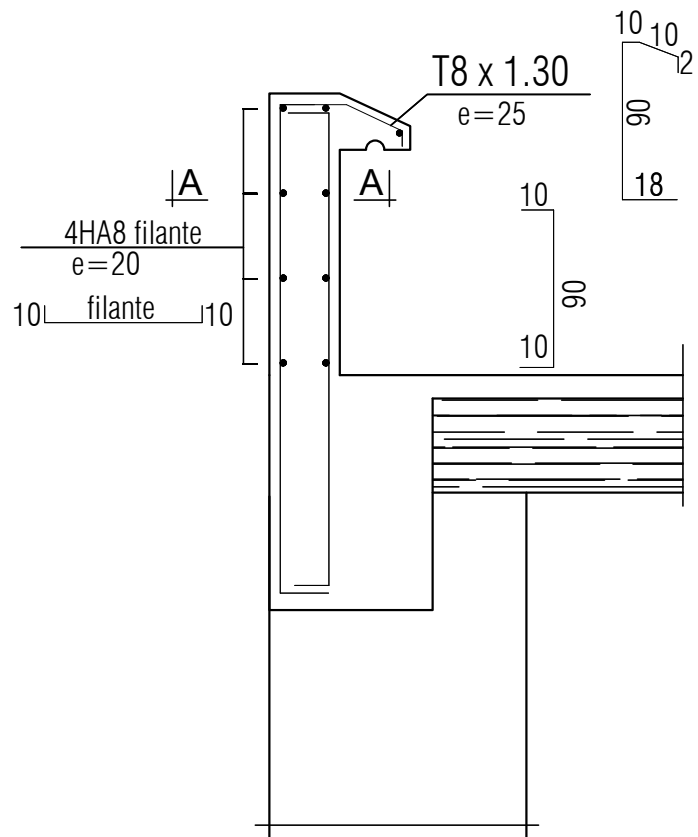
LIMITE DE TERRAIN

- COUPE AA Ech 1 / 200.

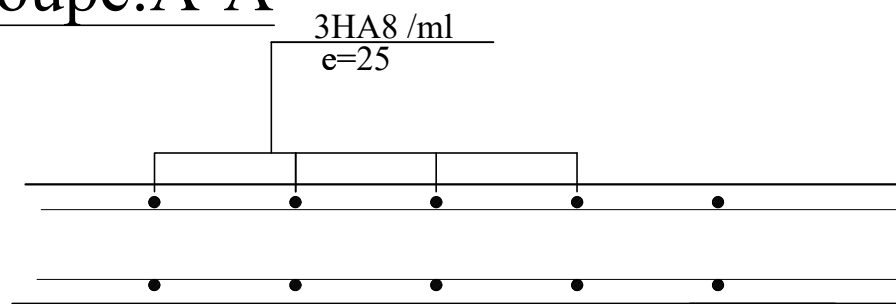


FACADE PRINCIPALE

Ferrailage de l'acrotère

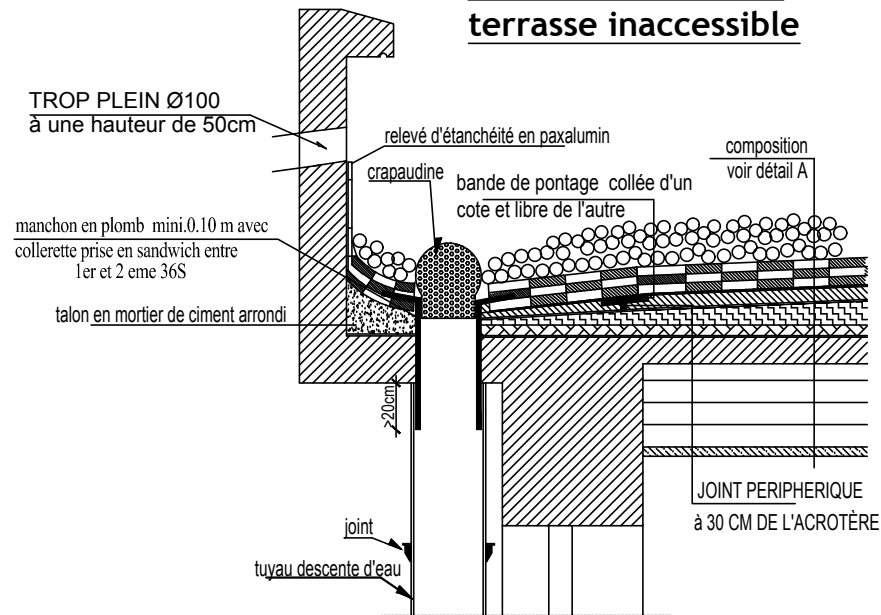


Coupe: A-A

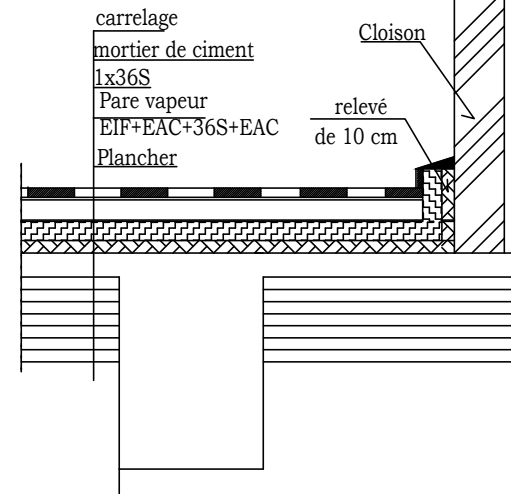


détails d'étanchéité

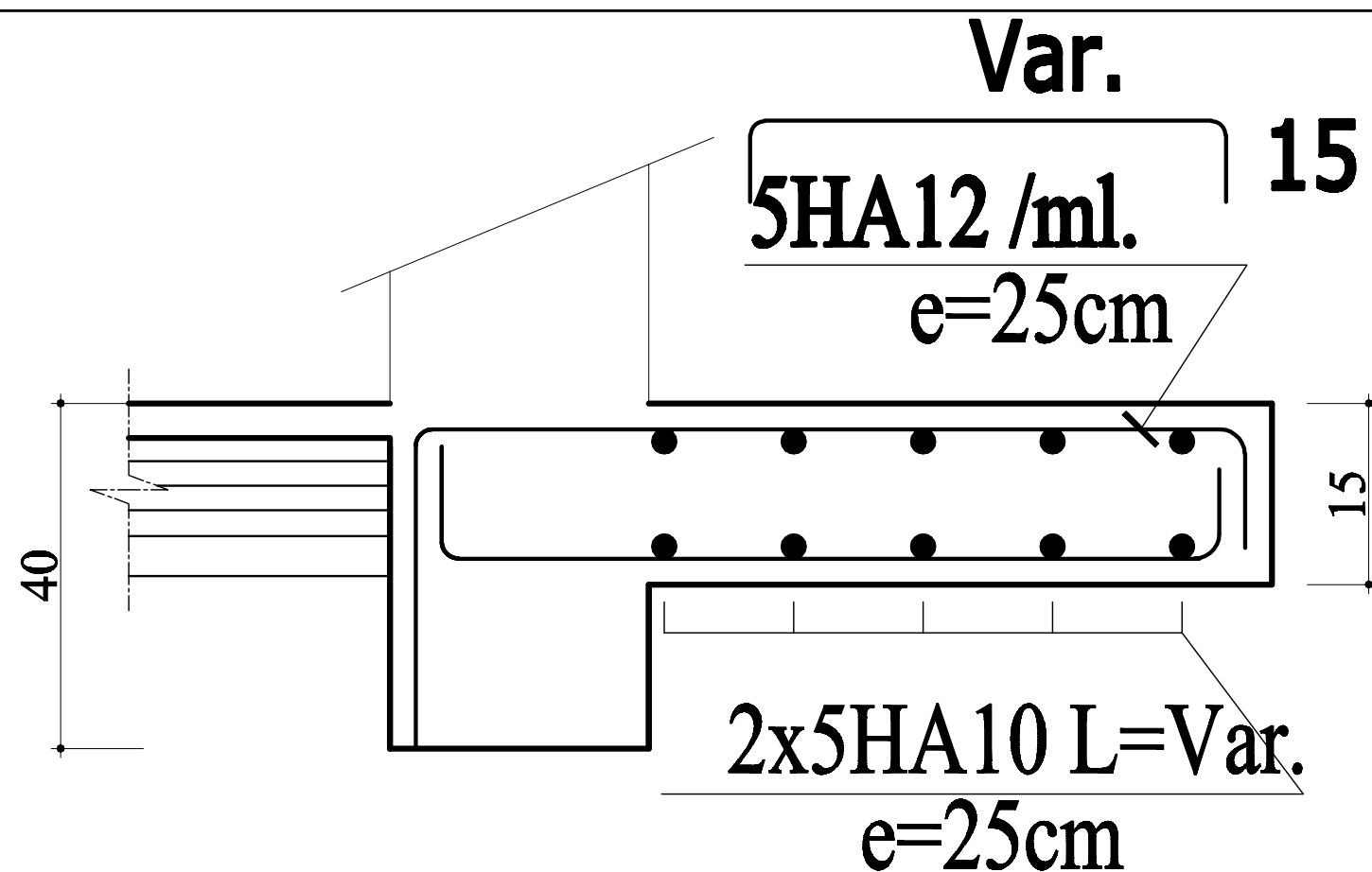
détails d'étanchéité terrasse inaccessible



détails d'étanchéité sous carrelage pour les salles d'eau



FERR.BALCON



M^{re}: ARKOUB THIZIRI

Echelle

1/50 1/25

Encadrée par Mr ATLAOUI

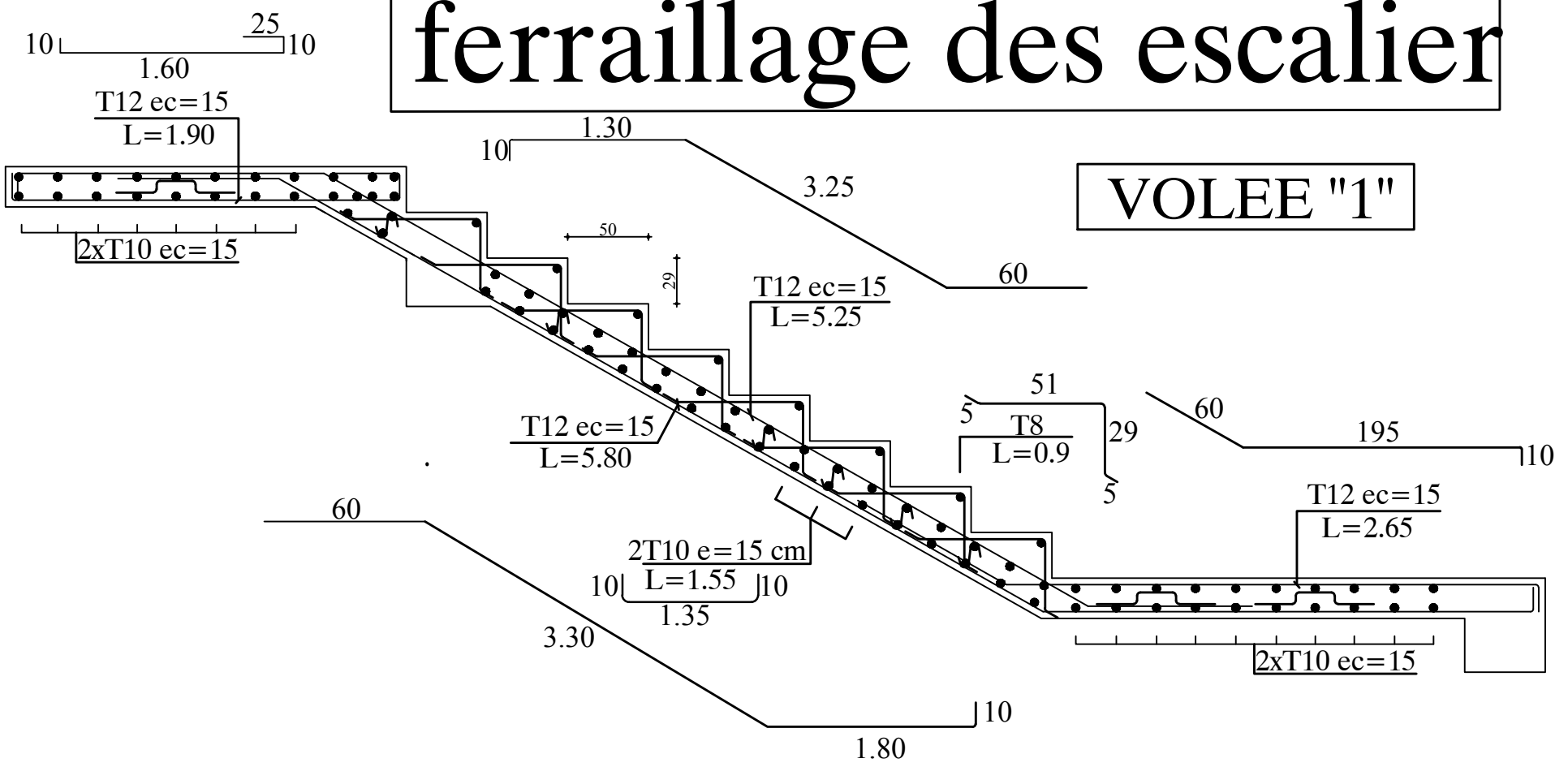
FERR.BALCON

PROMOTION

2021/2022

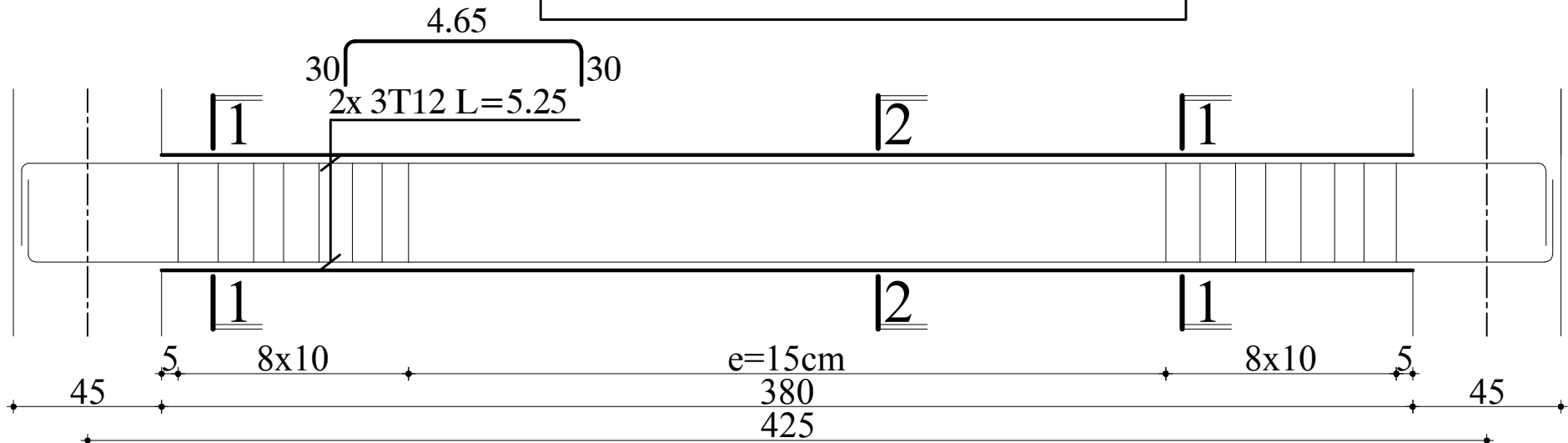
ferrailage des escalier

VOLEE "1"



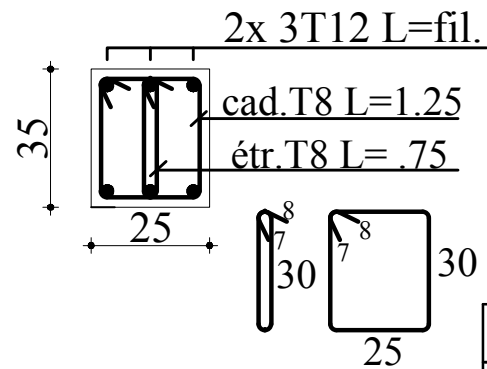
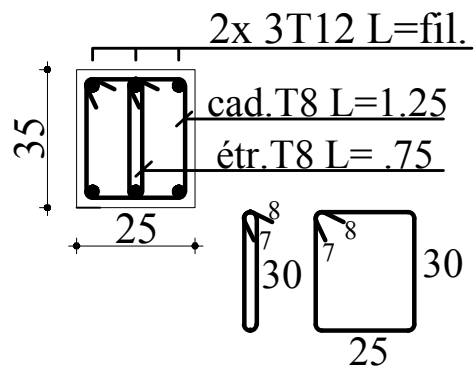
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	ferr.escalier	
	PROMOTION	2021/2022

poutre de chinage



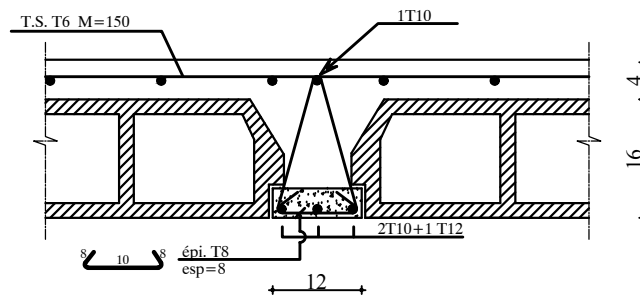
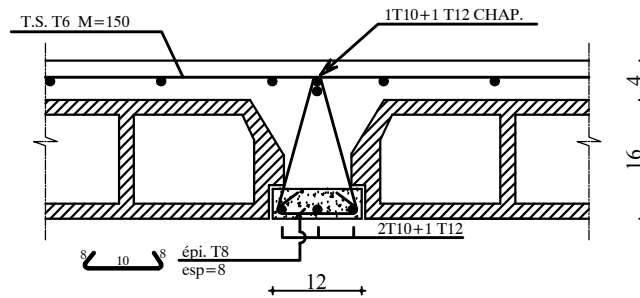
1--1

2--2



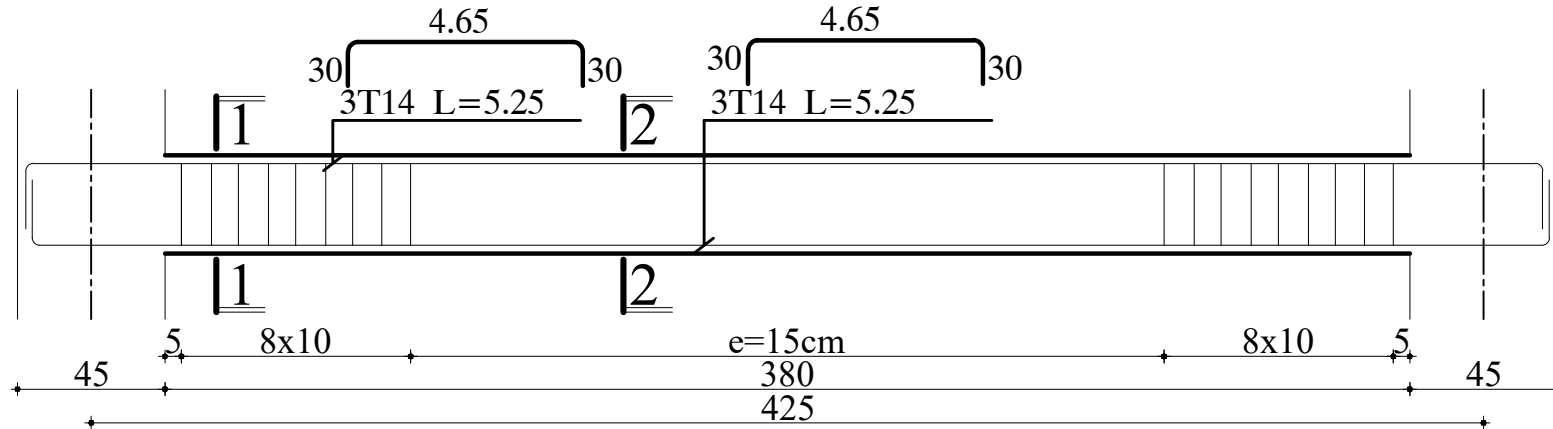
M ^{lle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50	1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	UMM.T.O		
	PROMOTION	2021/2022	

COUPE POUTRELLES APPUIS

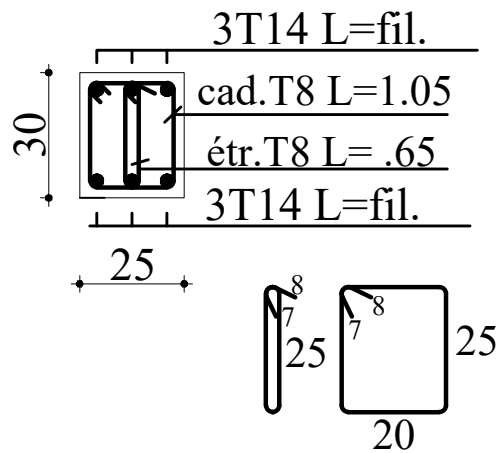


M ^{lle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	UMM.T.O	
	PROMOTION	2021/2022

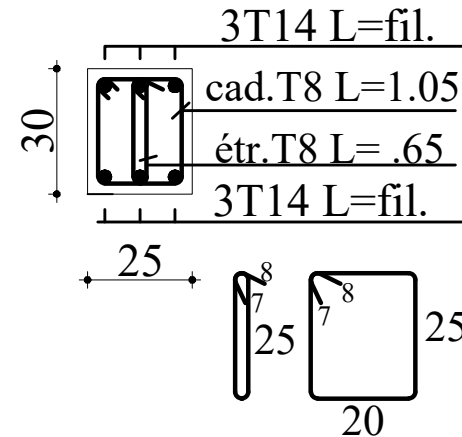
POUTRE PALIERE



1--1

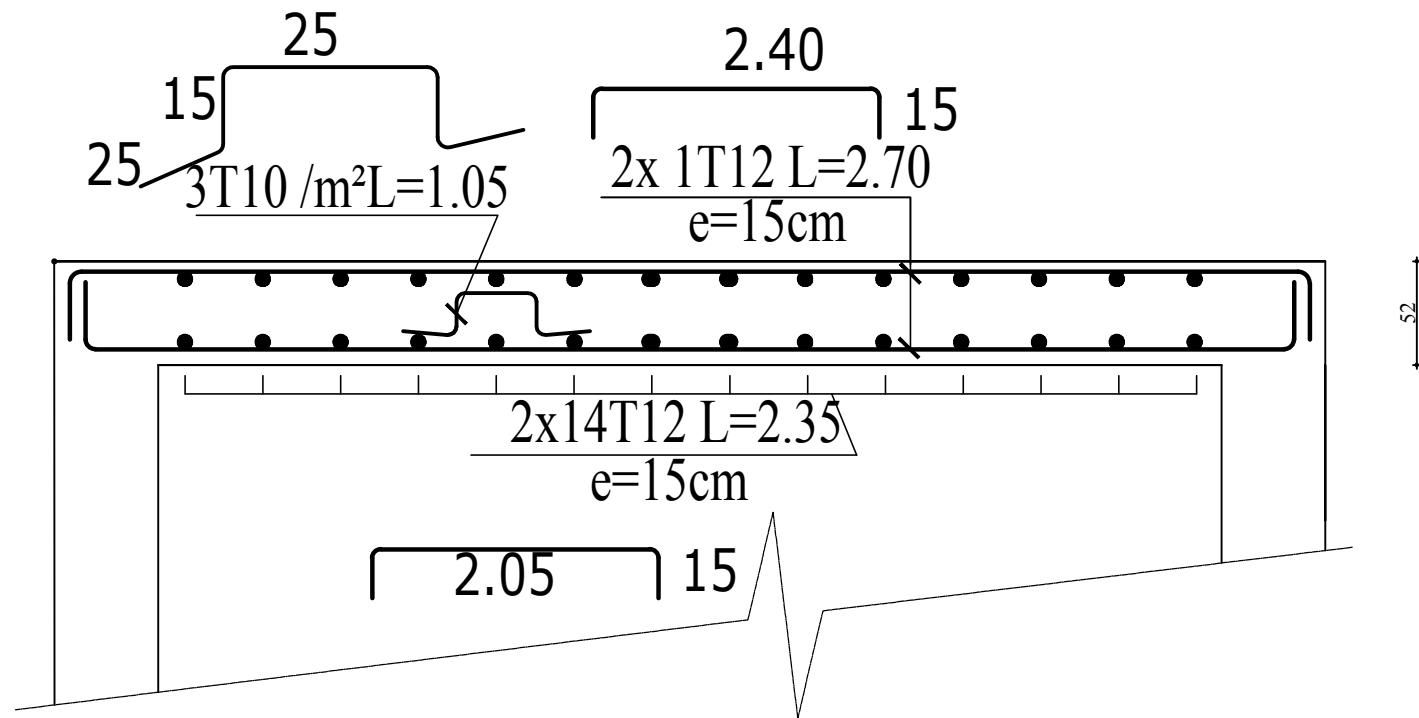


2--2



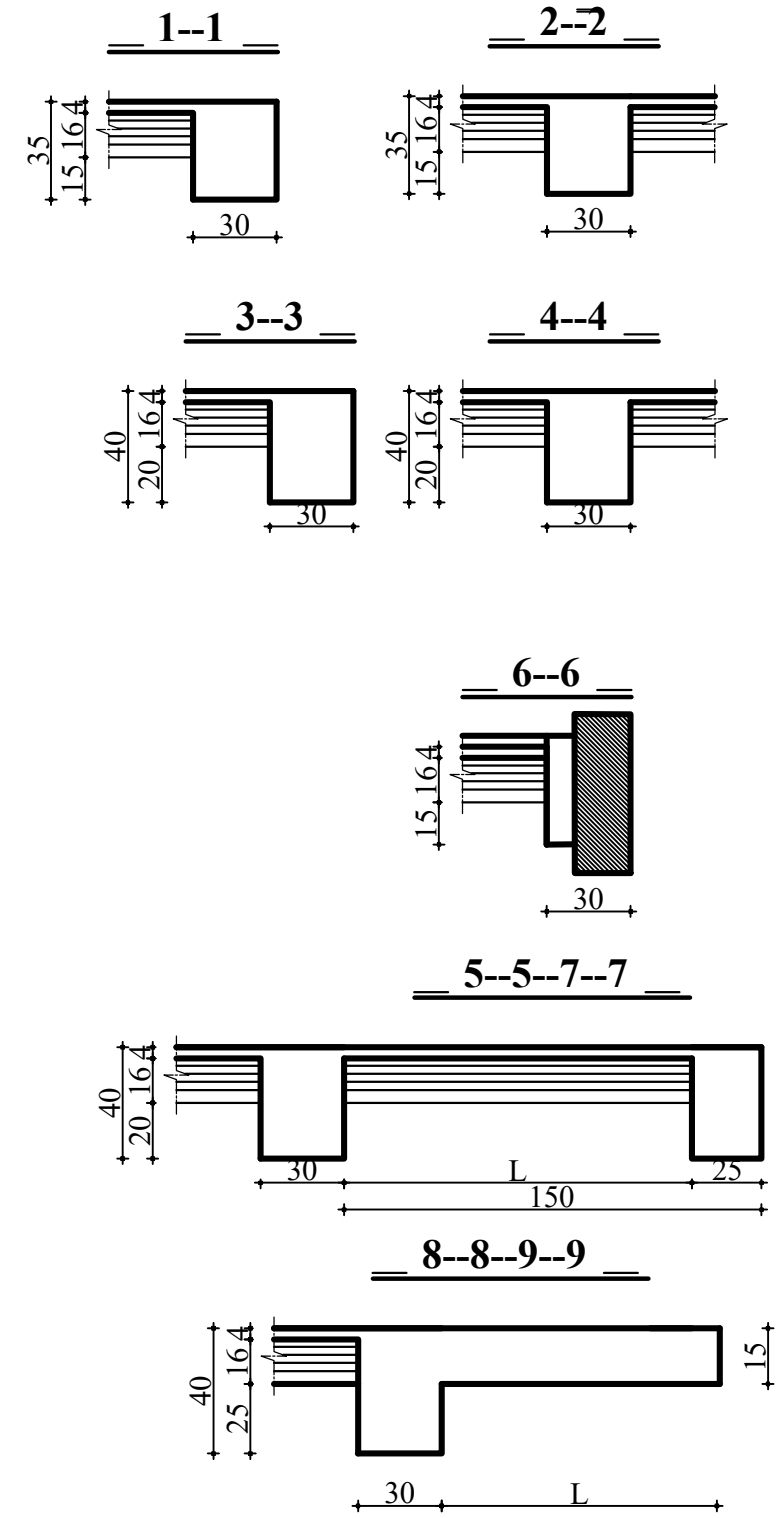
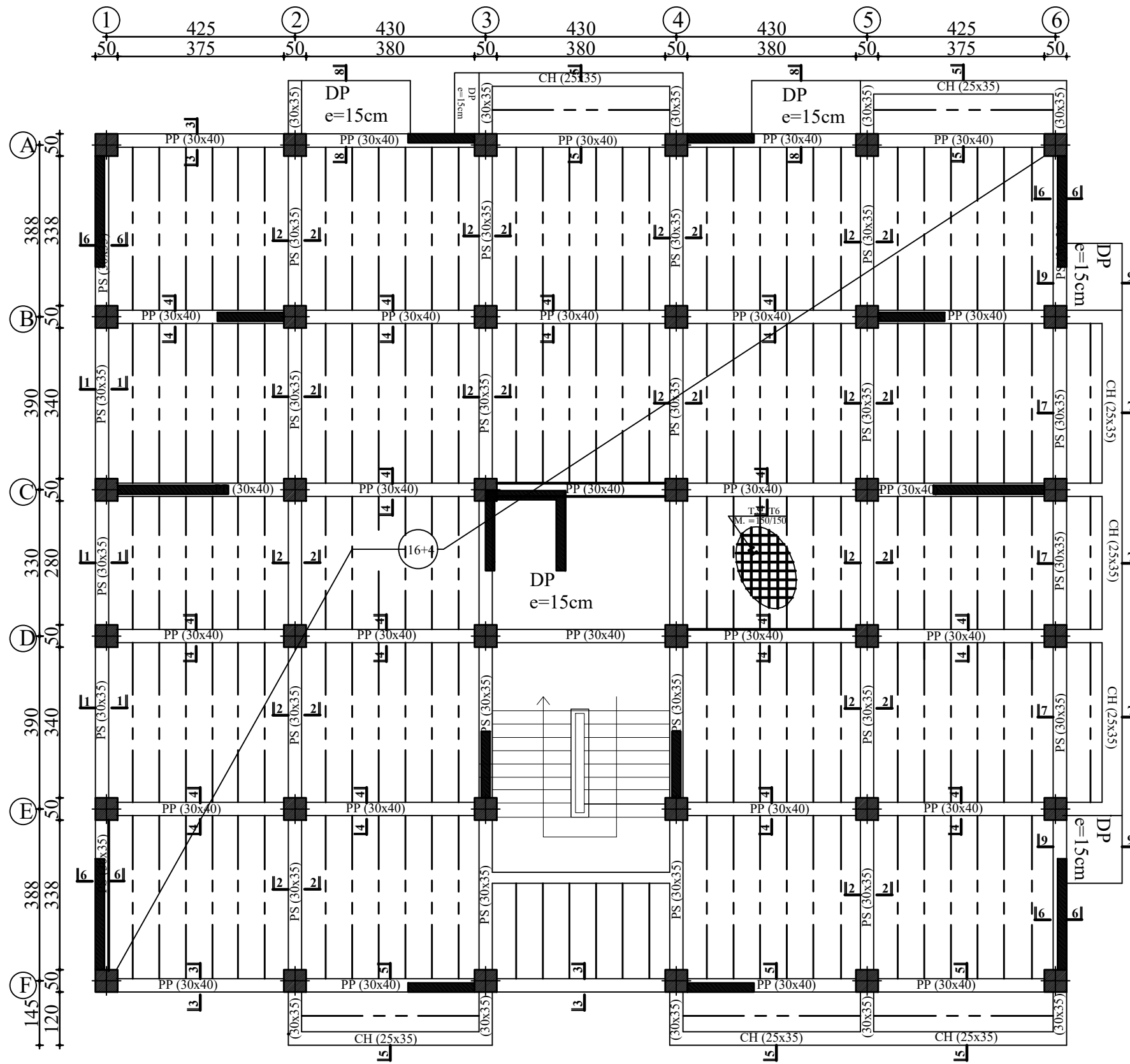
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	ferr.poutre palier	
	PROMOTION	2021/2022

ferr.dalle salle machine



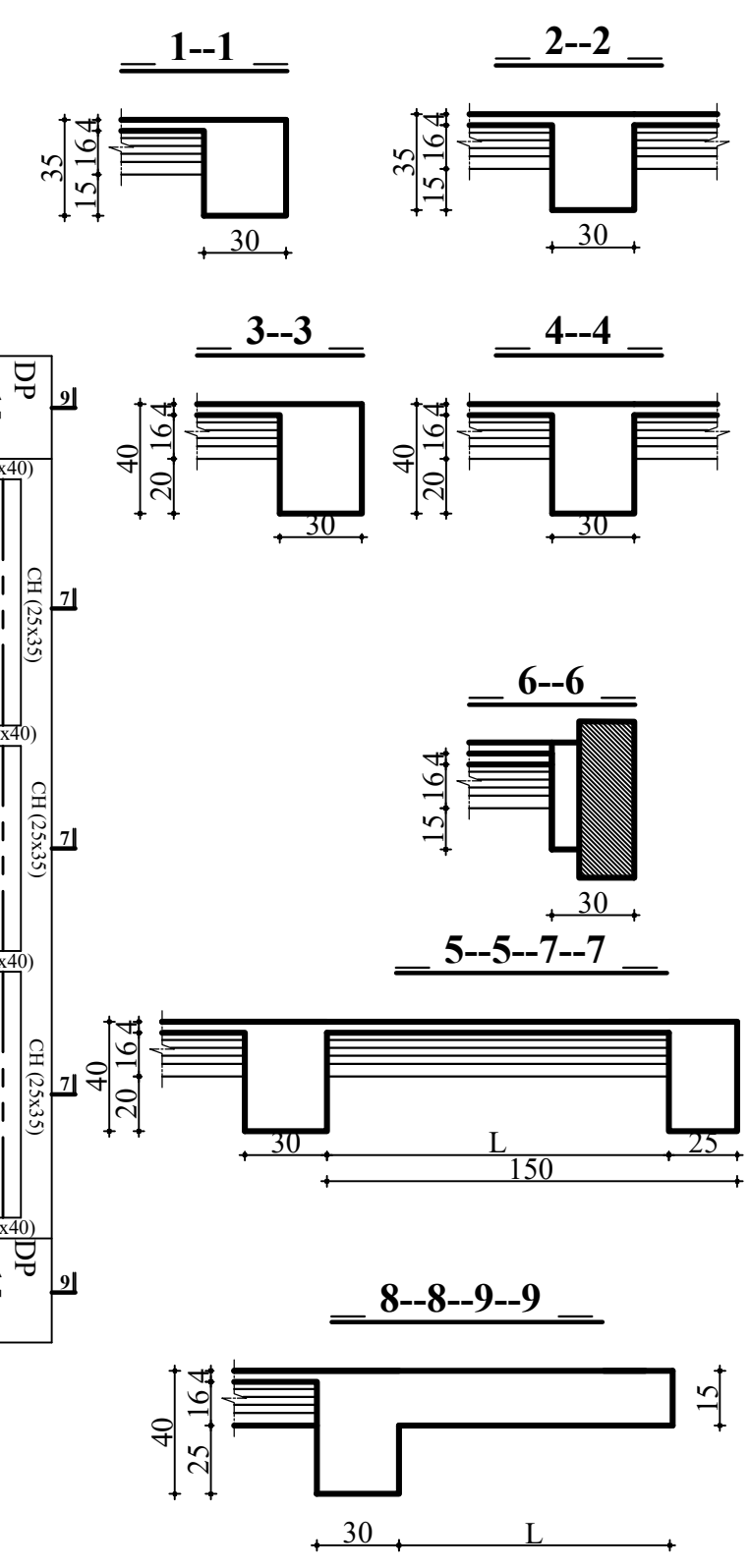
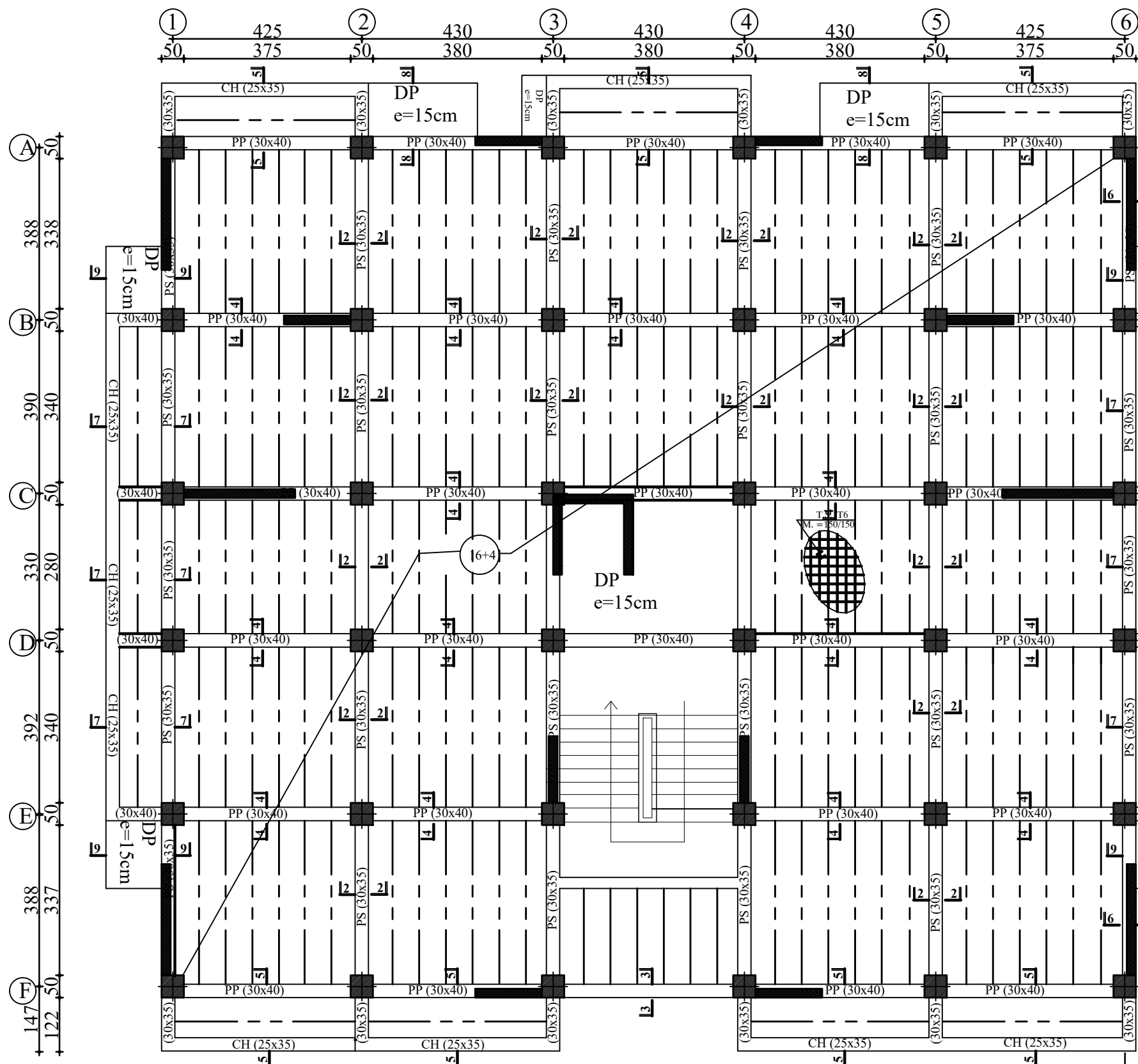
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	dalle salle machine	
	PROMOTION	2021/2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +4.08



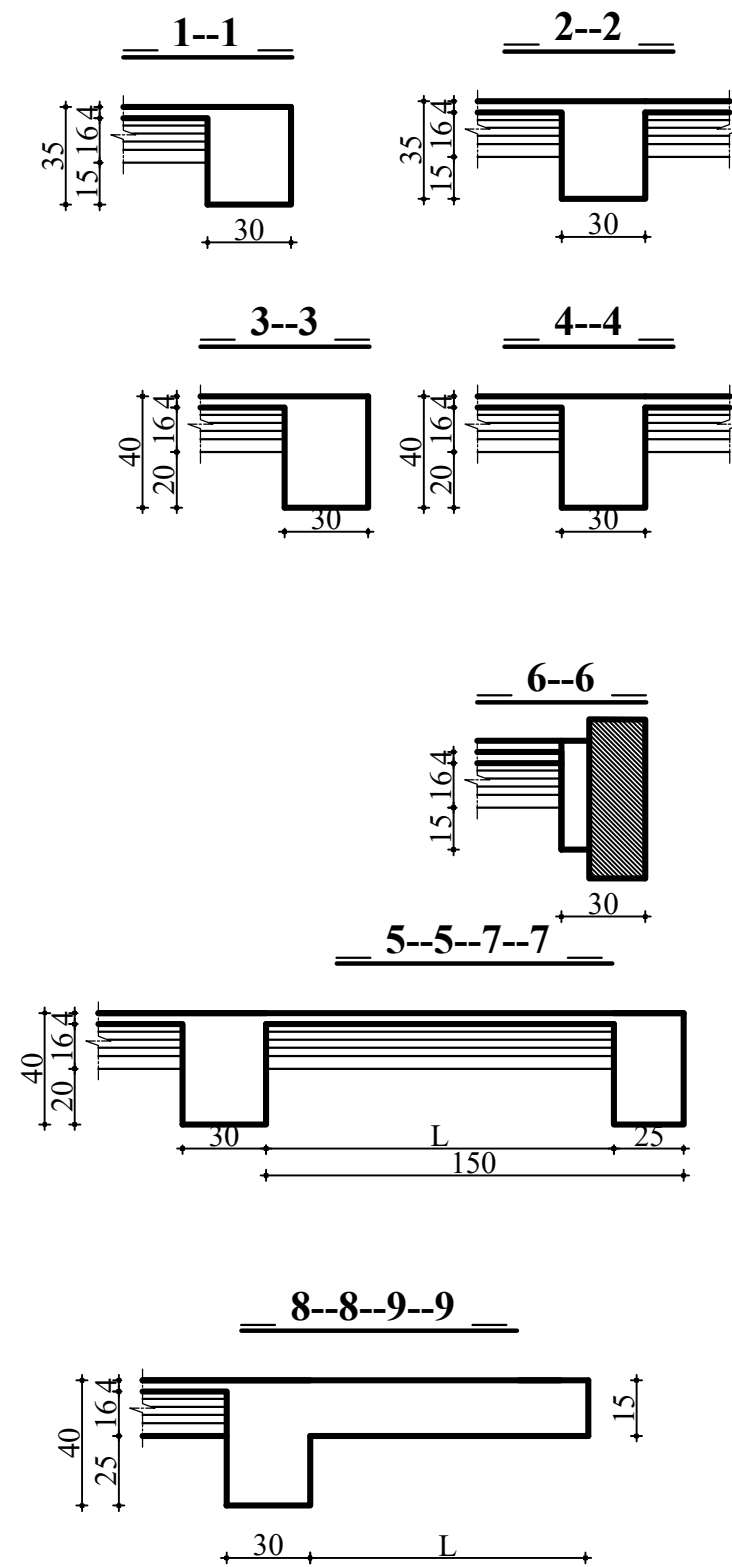
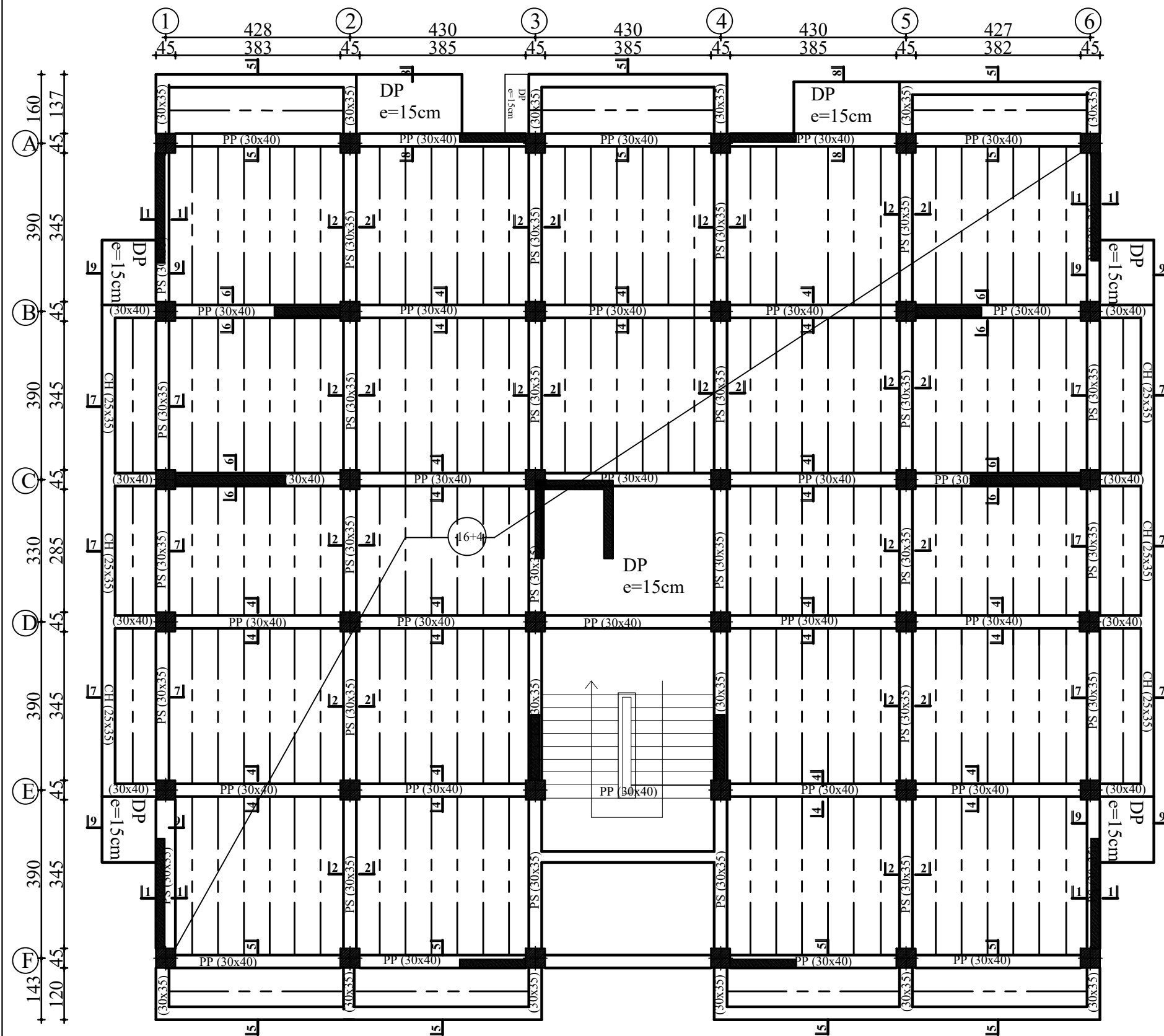
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	coeff.plancher	
	PROMOTION	2021/2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +7.14 , +10.20



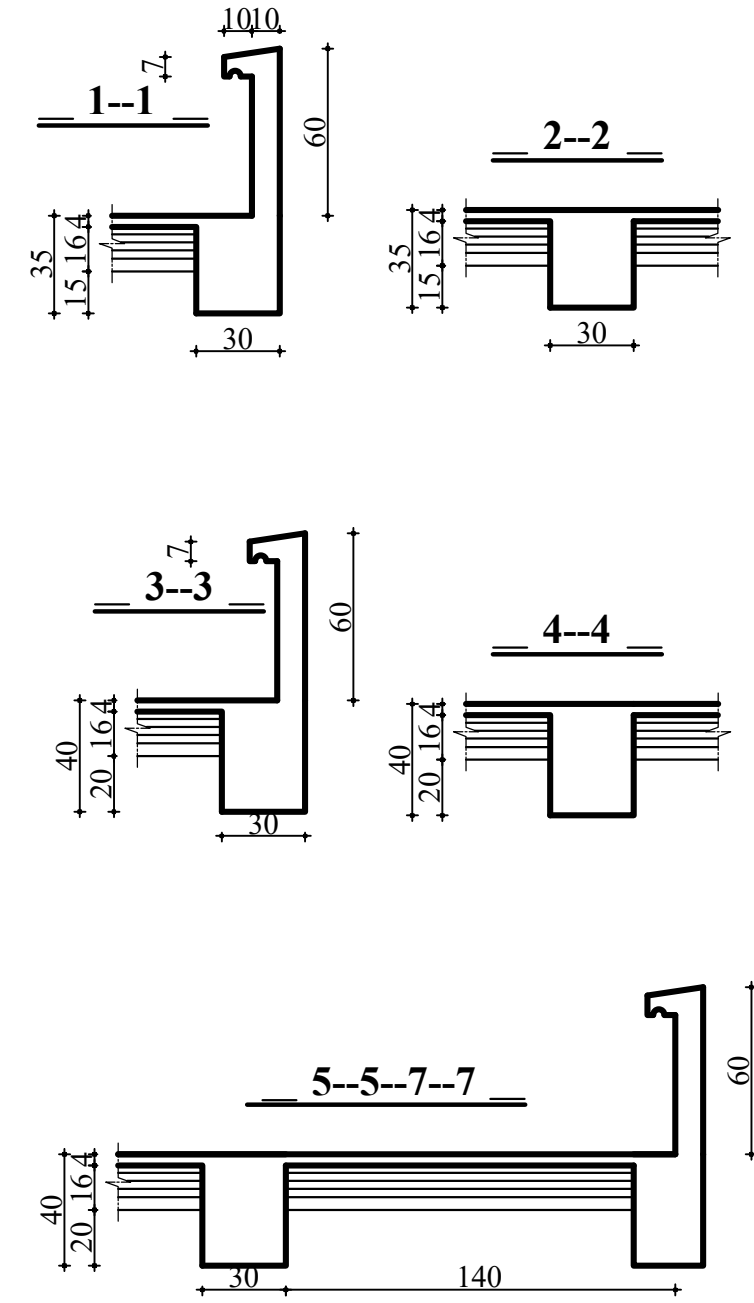
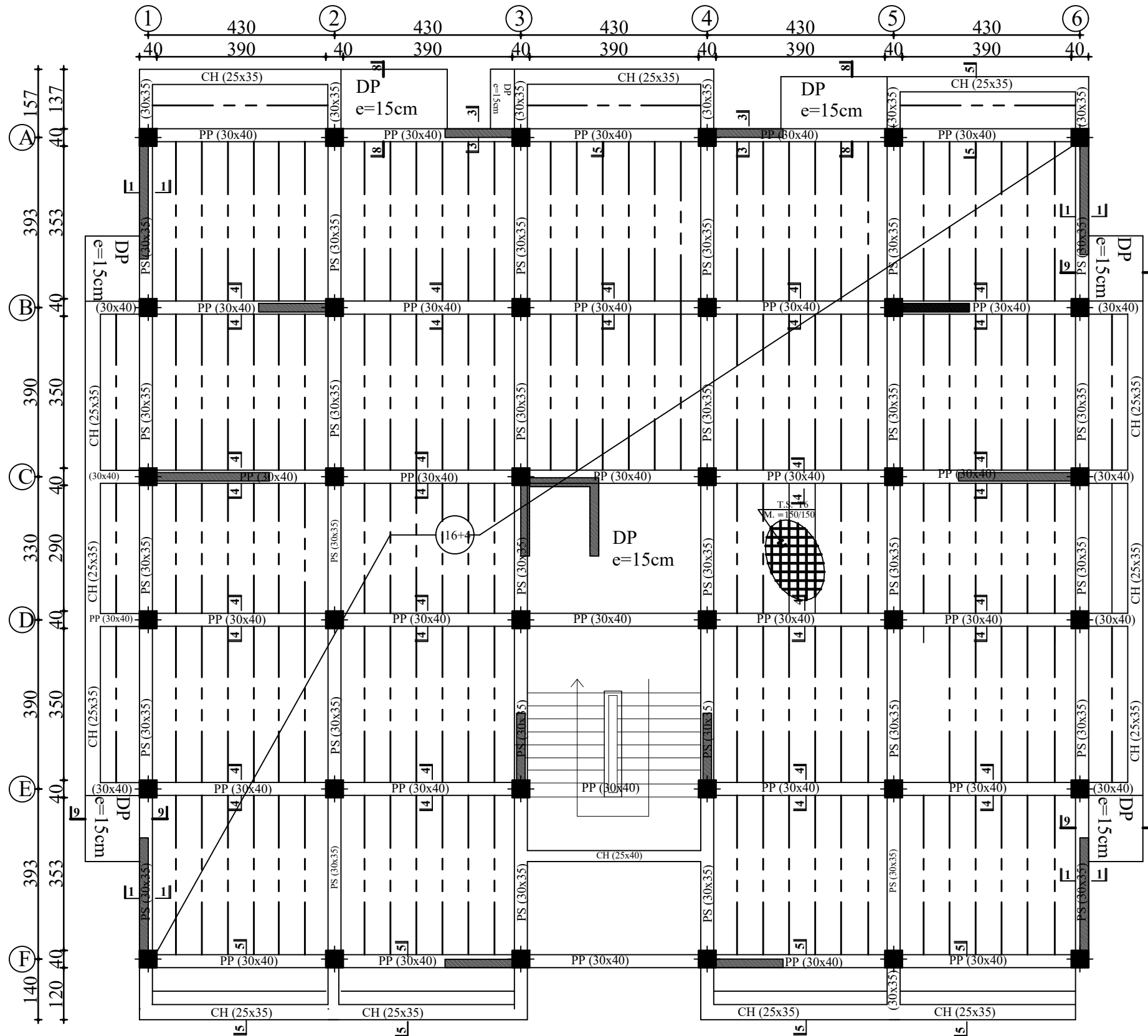
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	coeff.plancher	
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

-COFFRAGE PLANCHER Niv : +13.26 ,+16.32 ,+19.38-



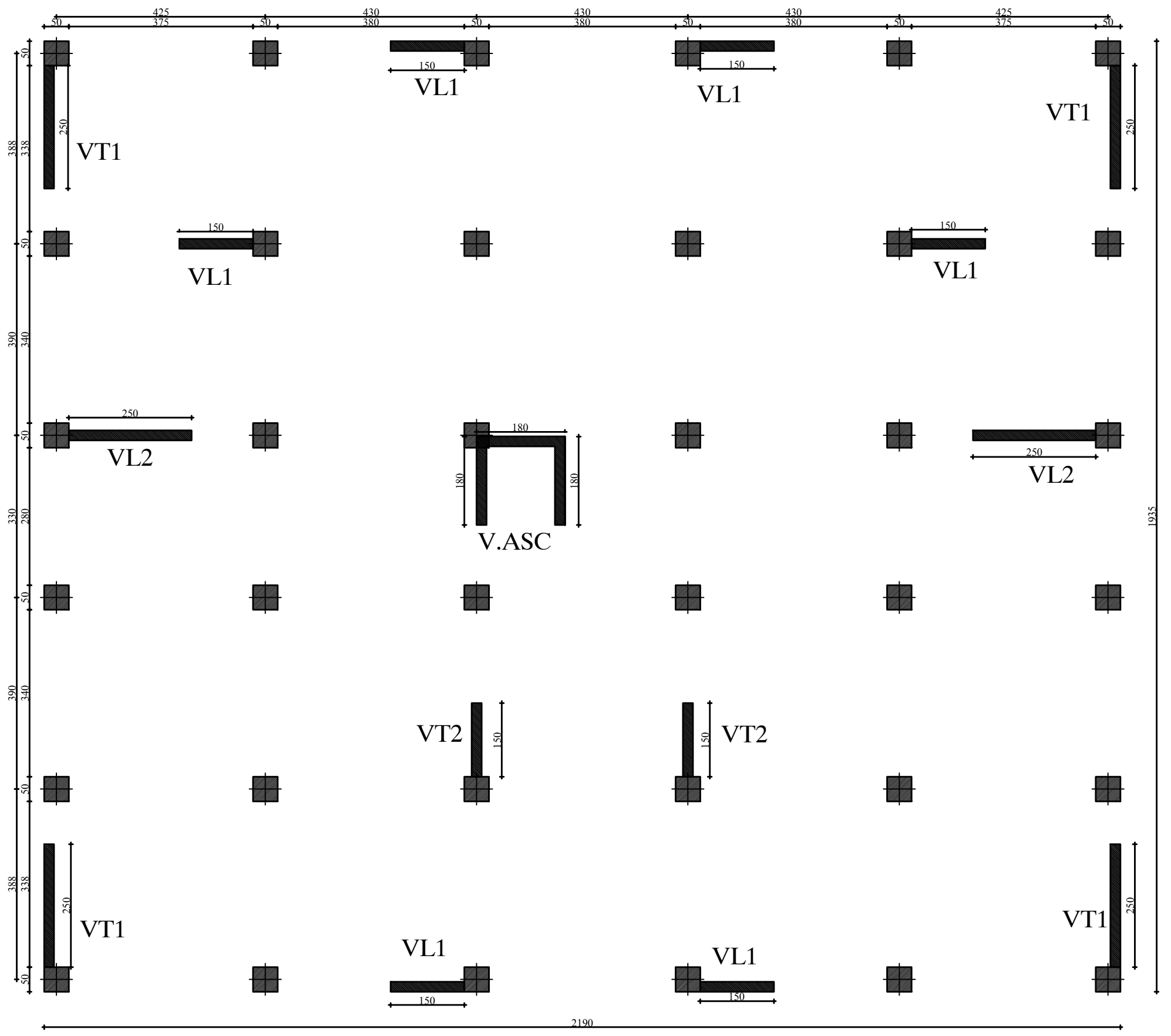
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	coeff.plancher	
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +22.44 , 25.50+28.56



M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	coeff.plancher	
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

disposition de voile

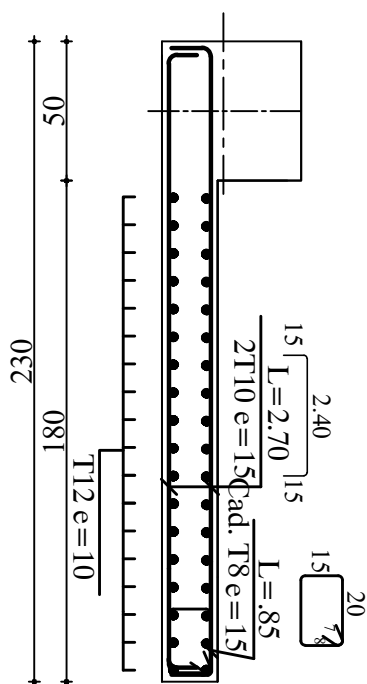


M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	disposition de voile	
Encadrée par: Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

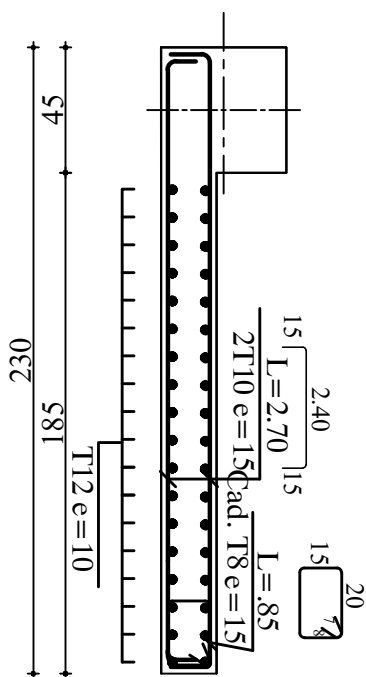
Ferr. Voile Ascen

L=1.80m

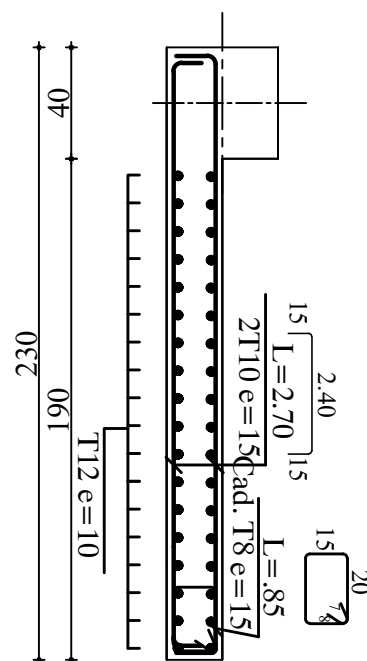
zone1



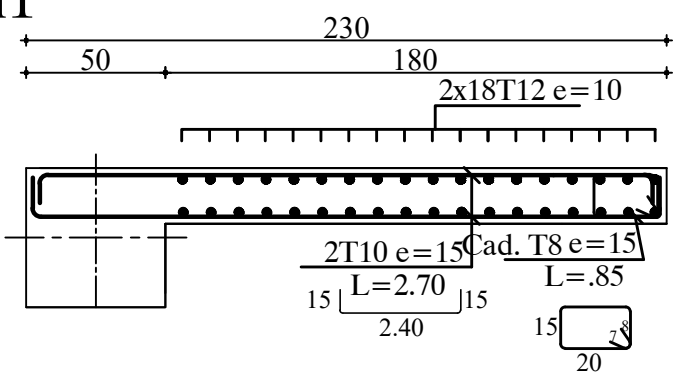
zone2



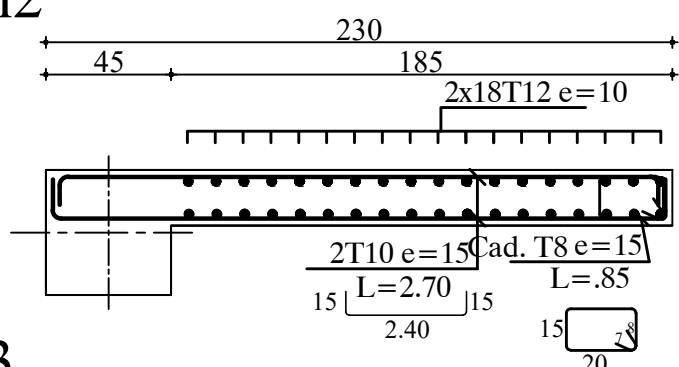
zone3



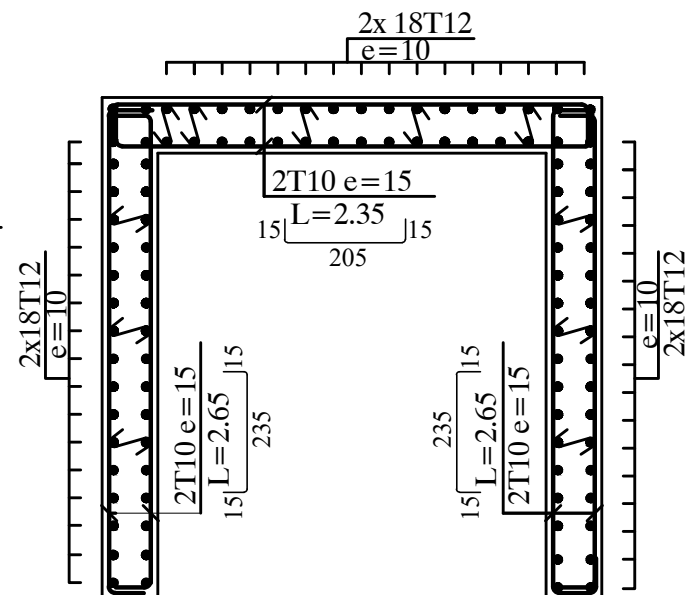
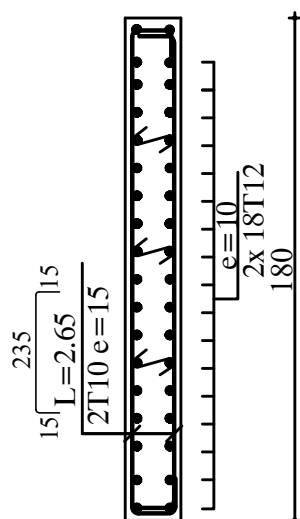
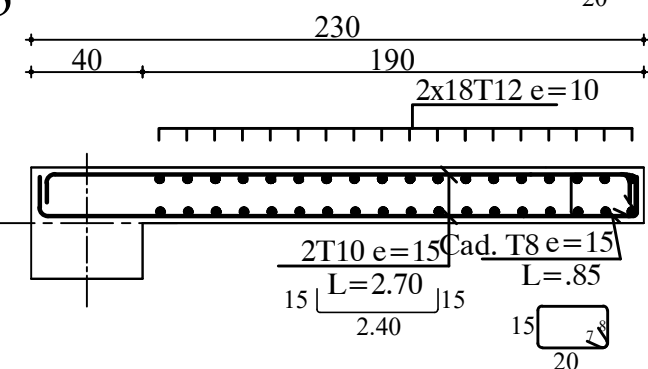
zon1



zon2



zon3



M^{elle}: ARKOUB THIZIRI

Echelle

1/50 1/25

Encadrée par: Mr ATLAOUI

UMM.T.O

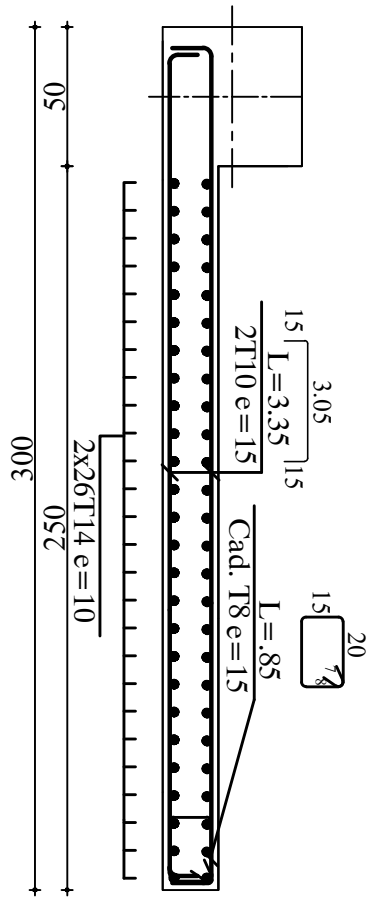
PROMOTION

2021/2022

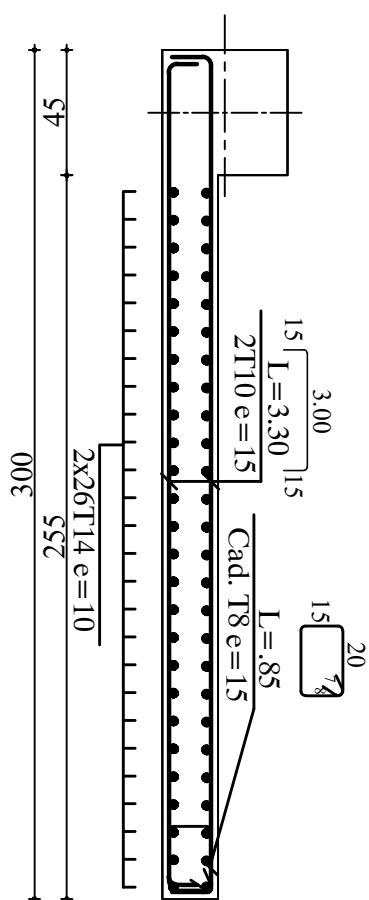
VT1

L=2.50m

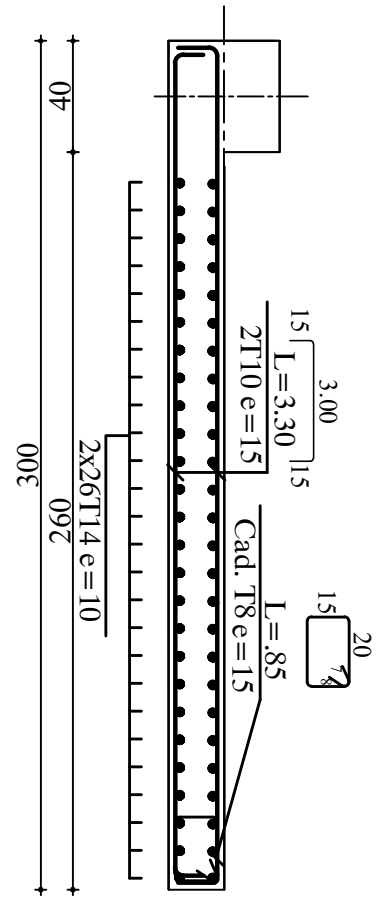
zone1



zone2

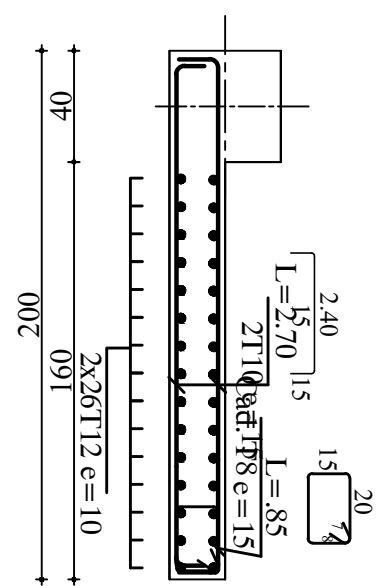
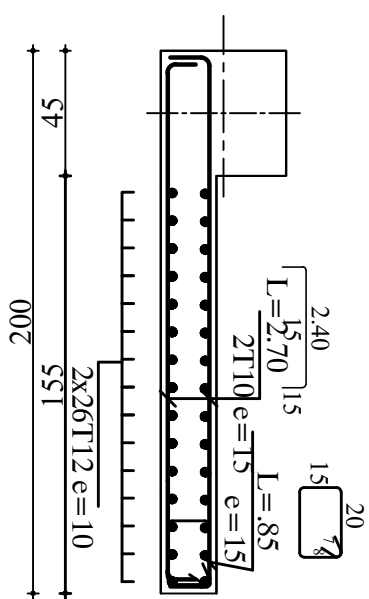
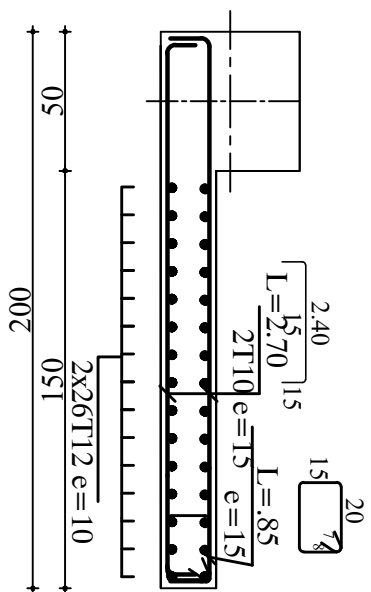


zone3



VT2

L=1.50m



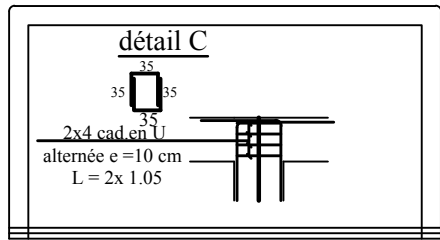
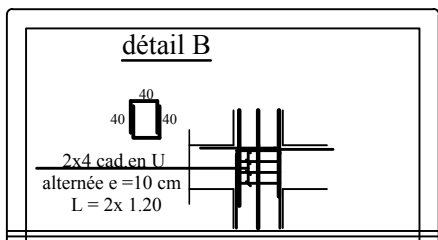
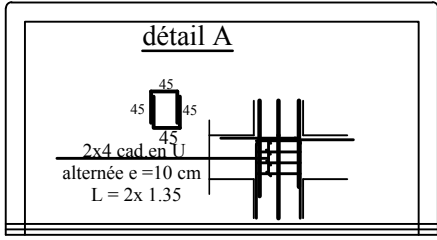
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50	1/25
Encadrée par: Mr ATLAOUI	UMM.T.O		
	PROMOTION	2021/2022	

zon L	VL2 L=2.50m	VL1 L=1.50m
zone1		
zone2		
zone3		

M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	UMM.T.O	
	PROMOTION	2021/2022

zon L	VL2 L=2.50m	VL1 L=1.50m
zon1		
zon2		
zon3		

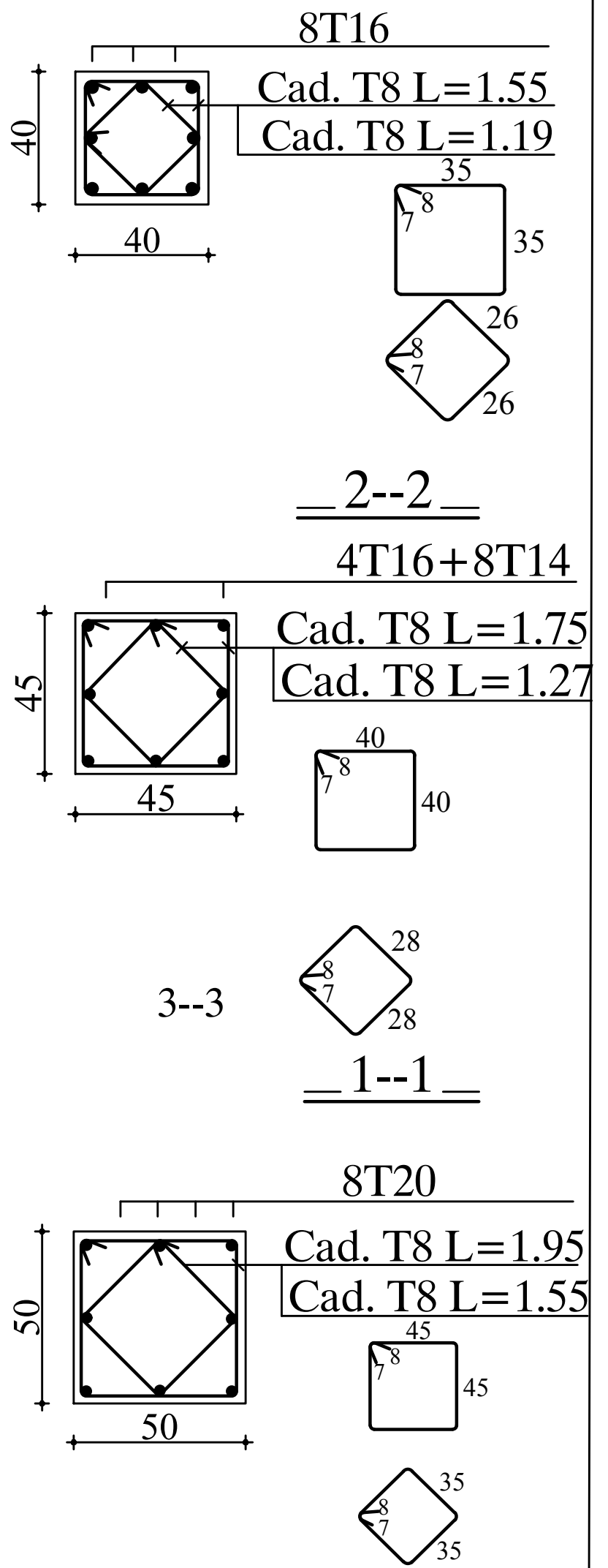
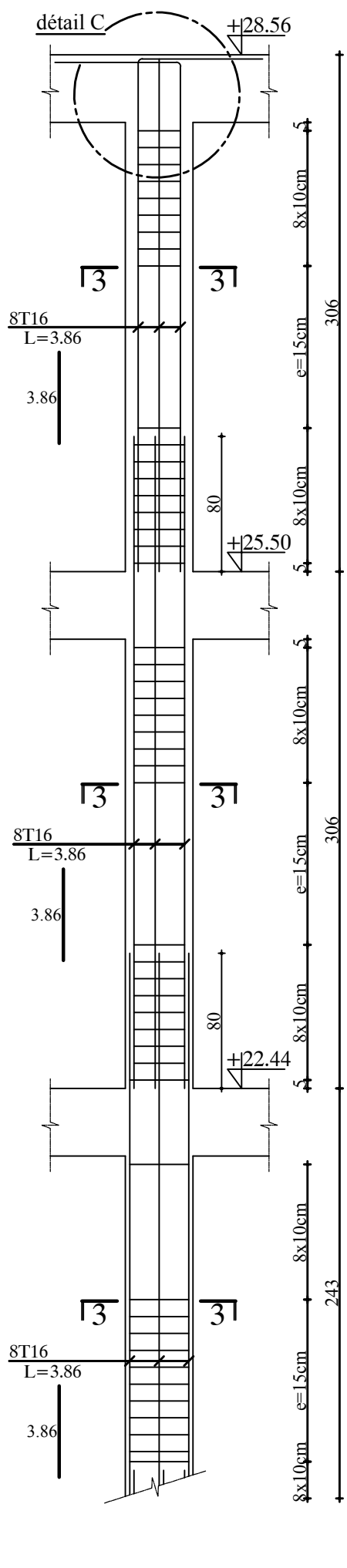
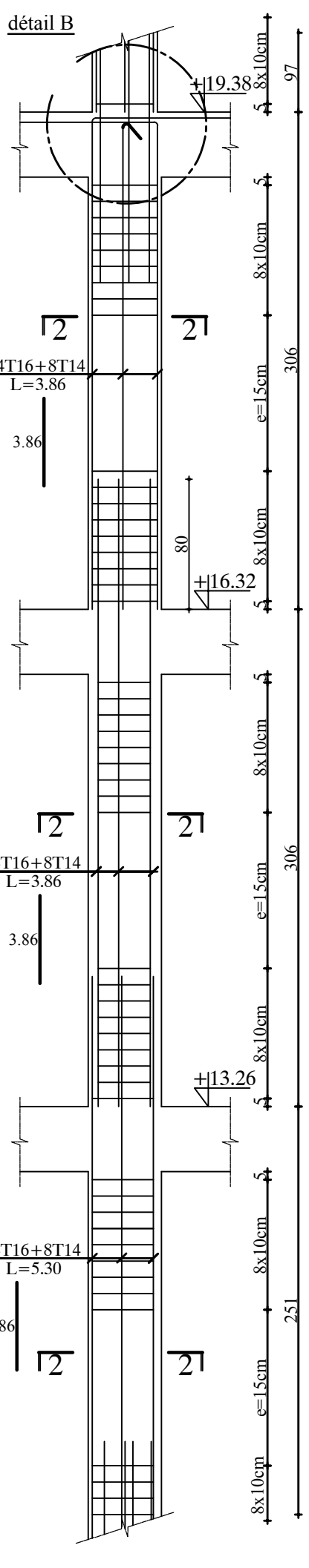
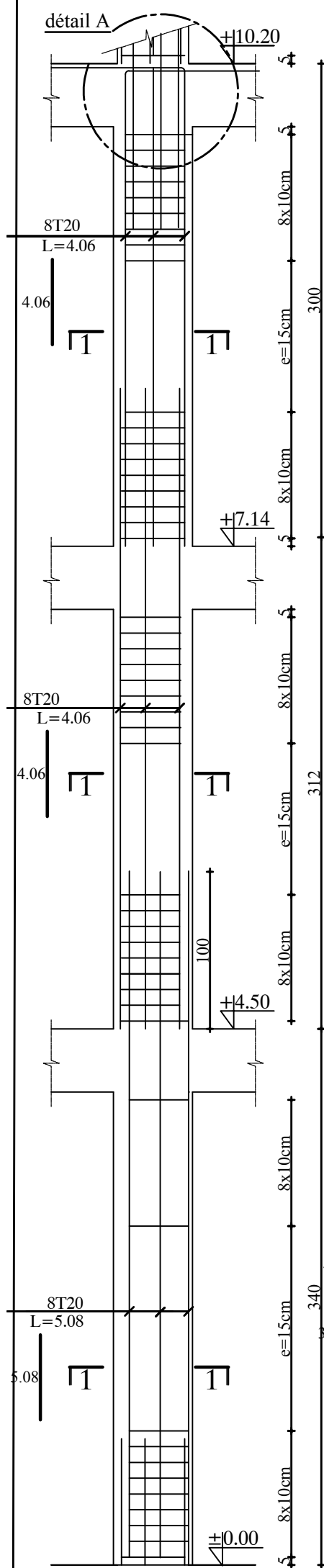
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	UMM.T.O	
	PROMOTION	2021/2022



poteaux 50x50

poteaux 45x45

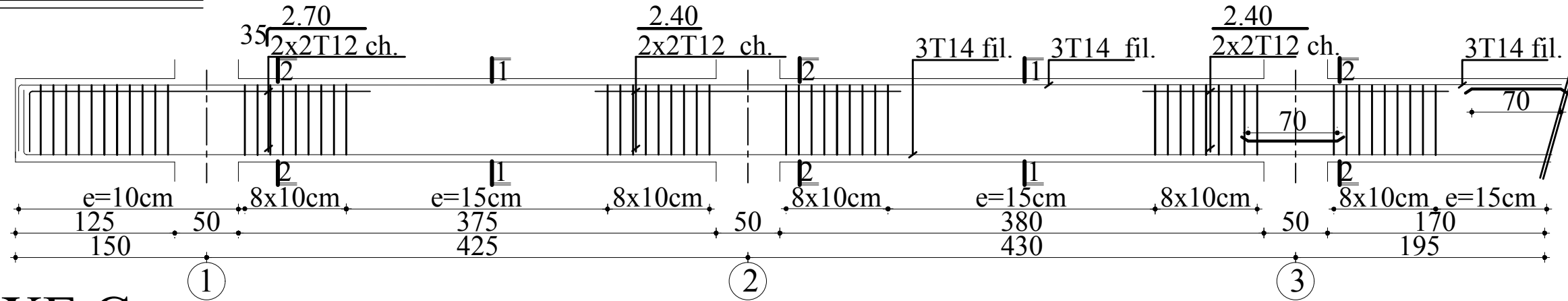
poteaux 40x40



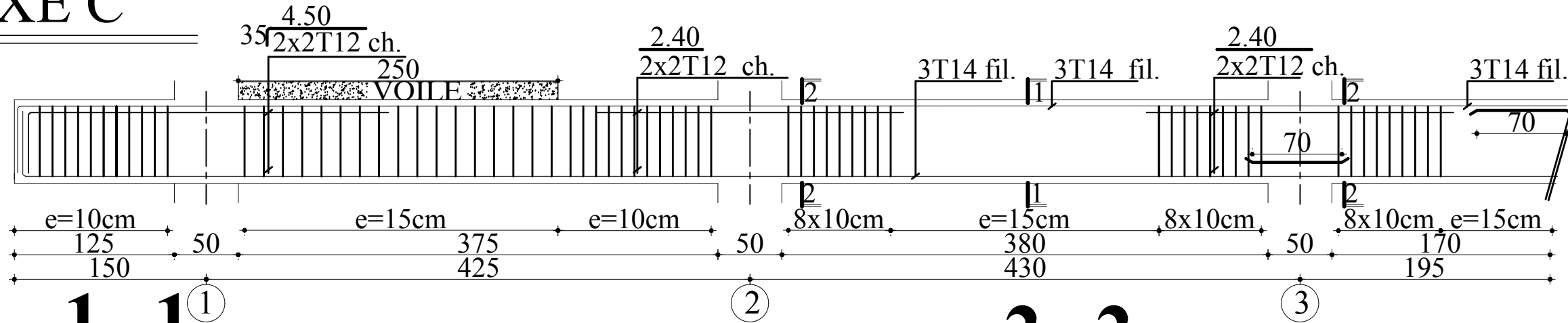
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50	1/25
	Encadrée par Mr ATLAOUI	ferr.poteaux	
	PROMOTION	2021/2022	

ferrailage des poutres principales

AXE D,E

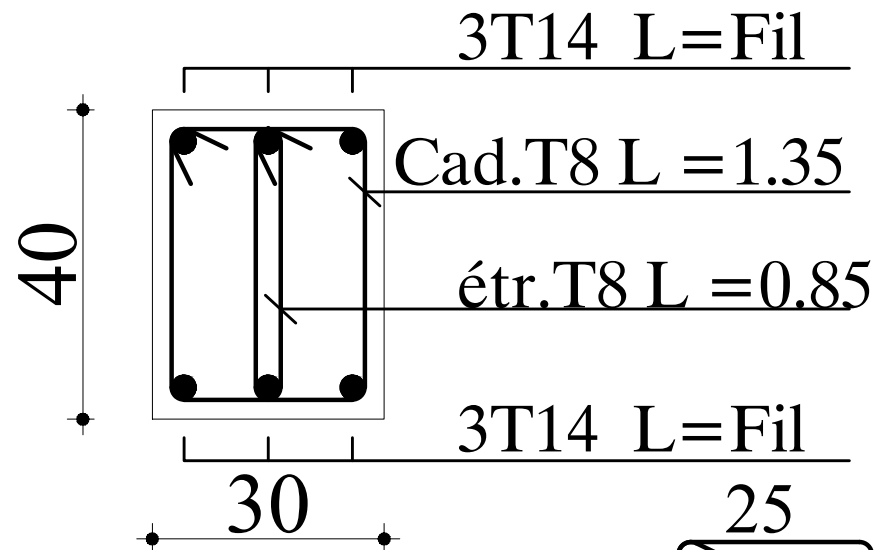


AXE C

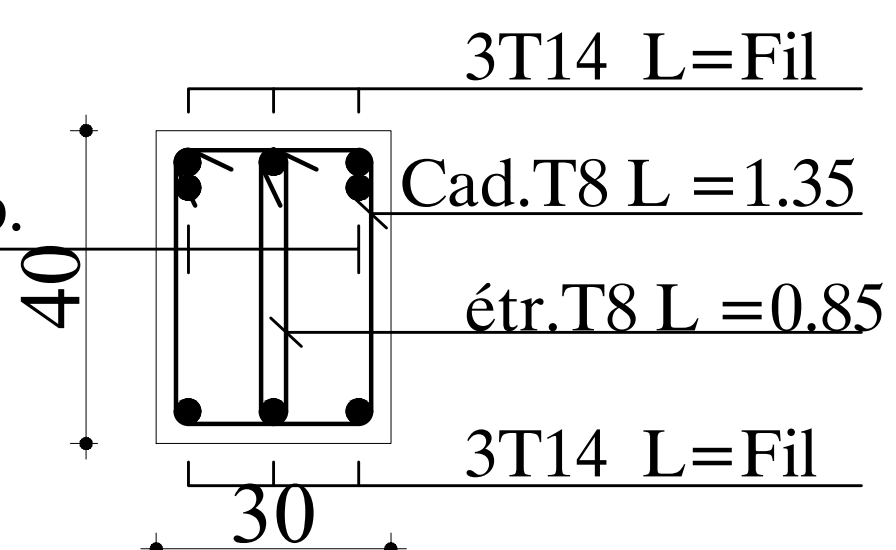


1--1

2--2



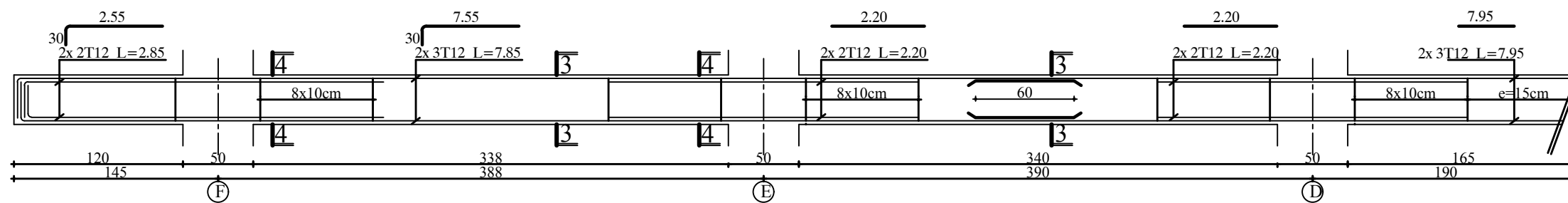
2x2T12 L=Chap.



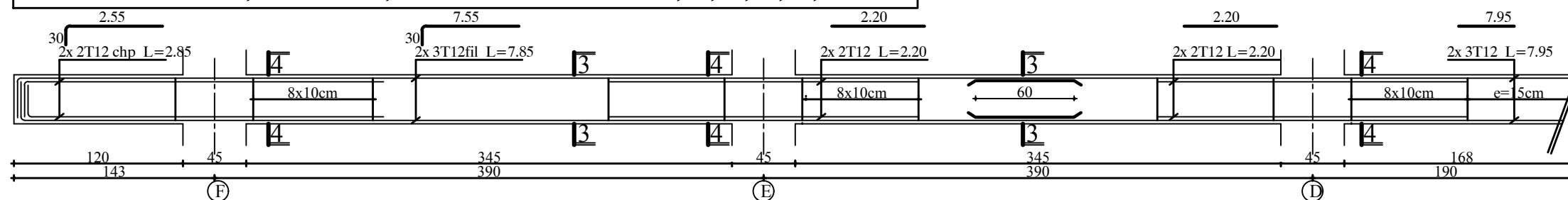
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	ferr.poutre principale	
	PROMOTION	2021/2022

ferrailage des poutres secondaires

NIV+7.14,+10.20: AXE 1,2,3,4,5,6

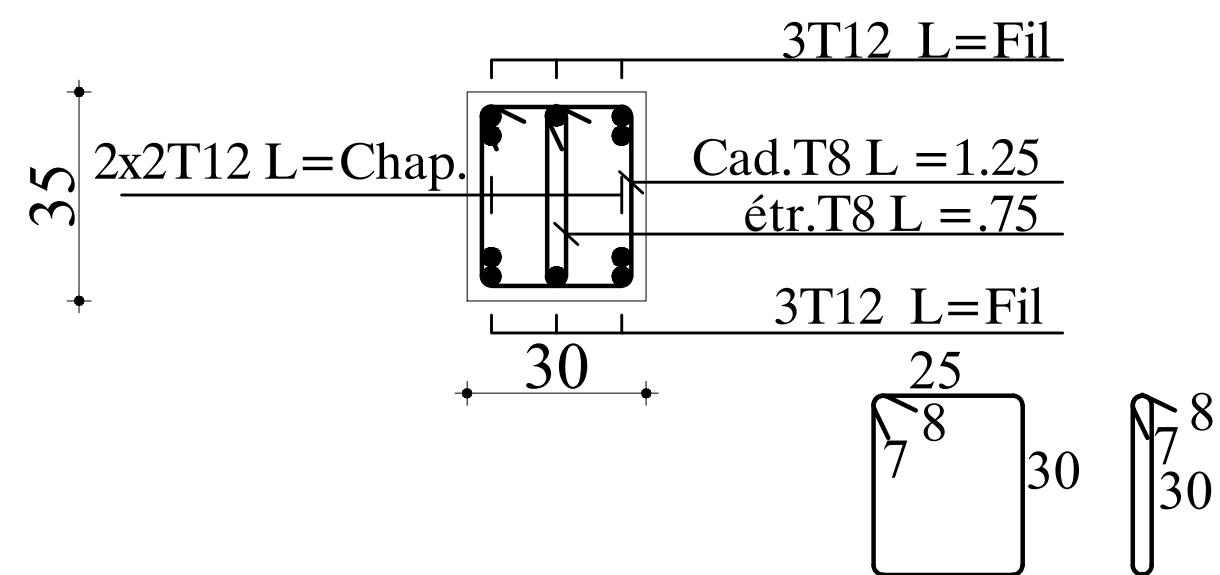
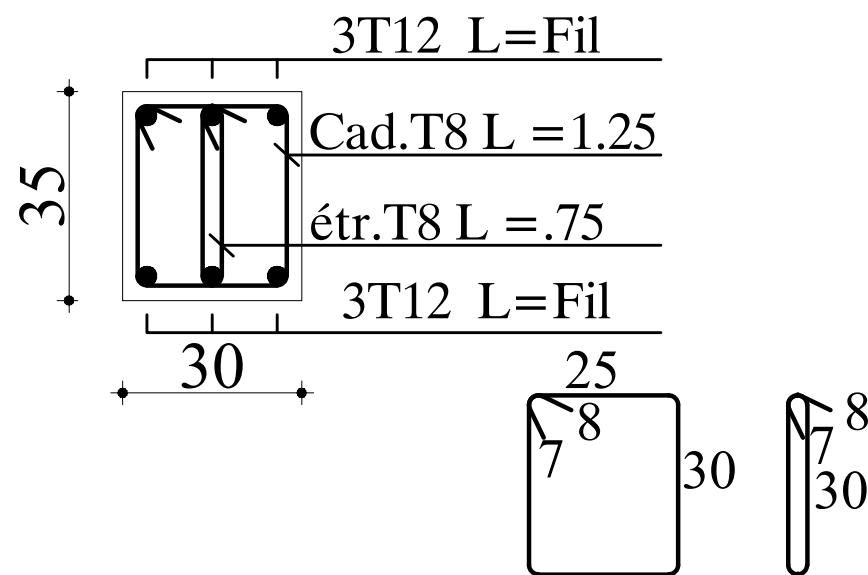


NIV+13.26,+16.32,+19.38: AXE 1,2,3,4,5,6



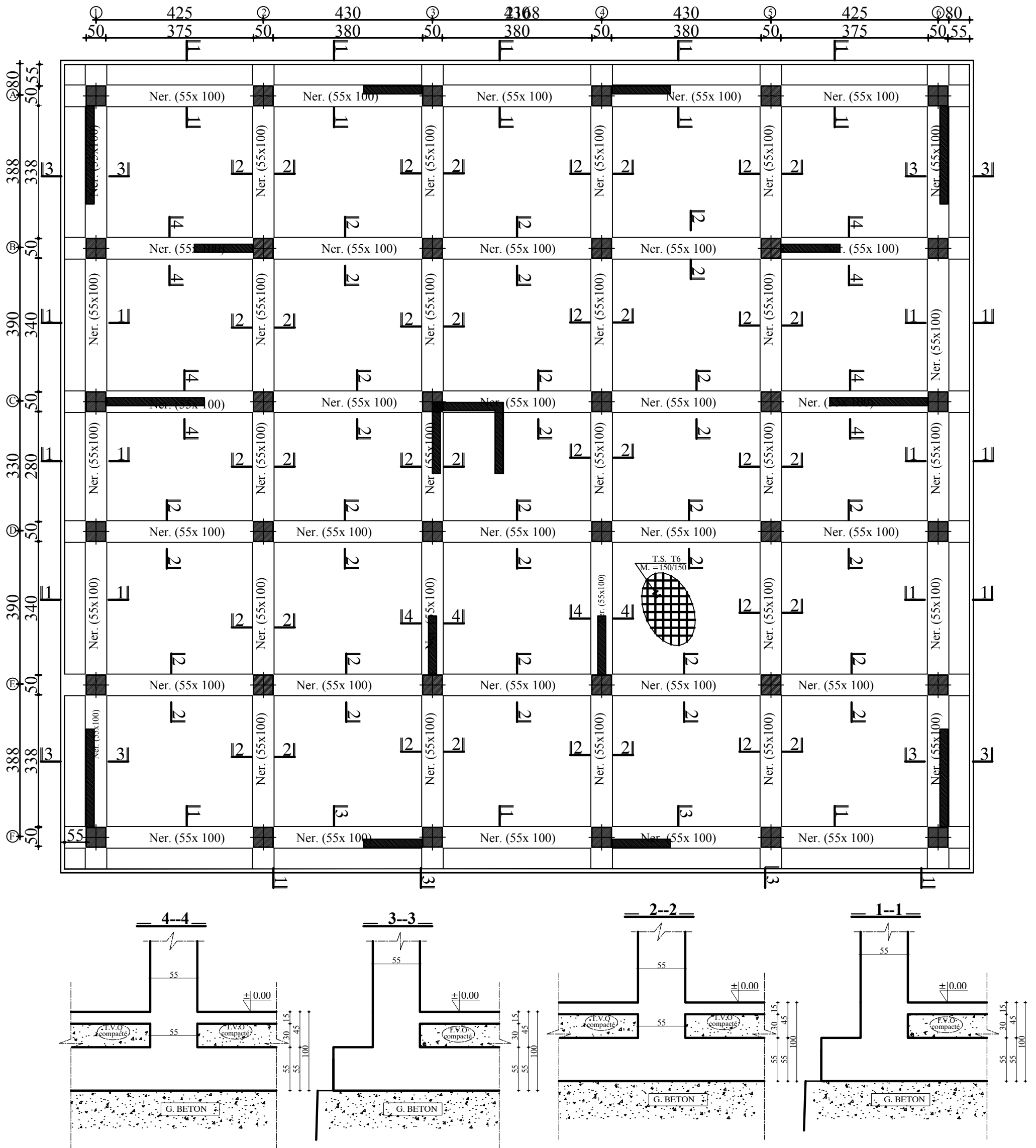
3--3

4--4



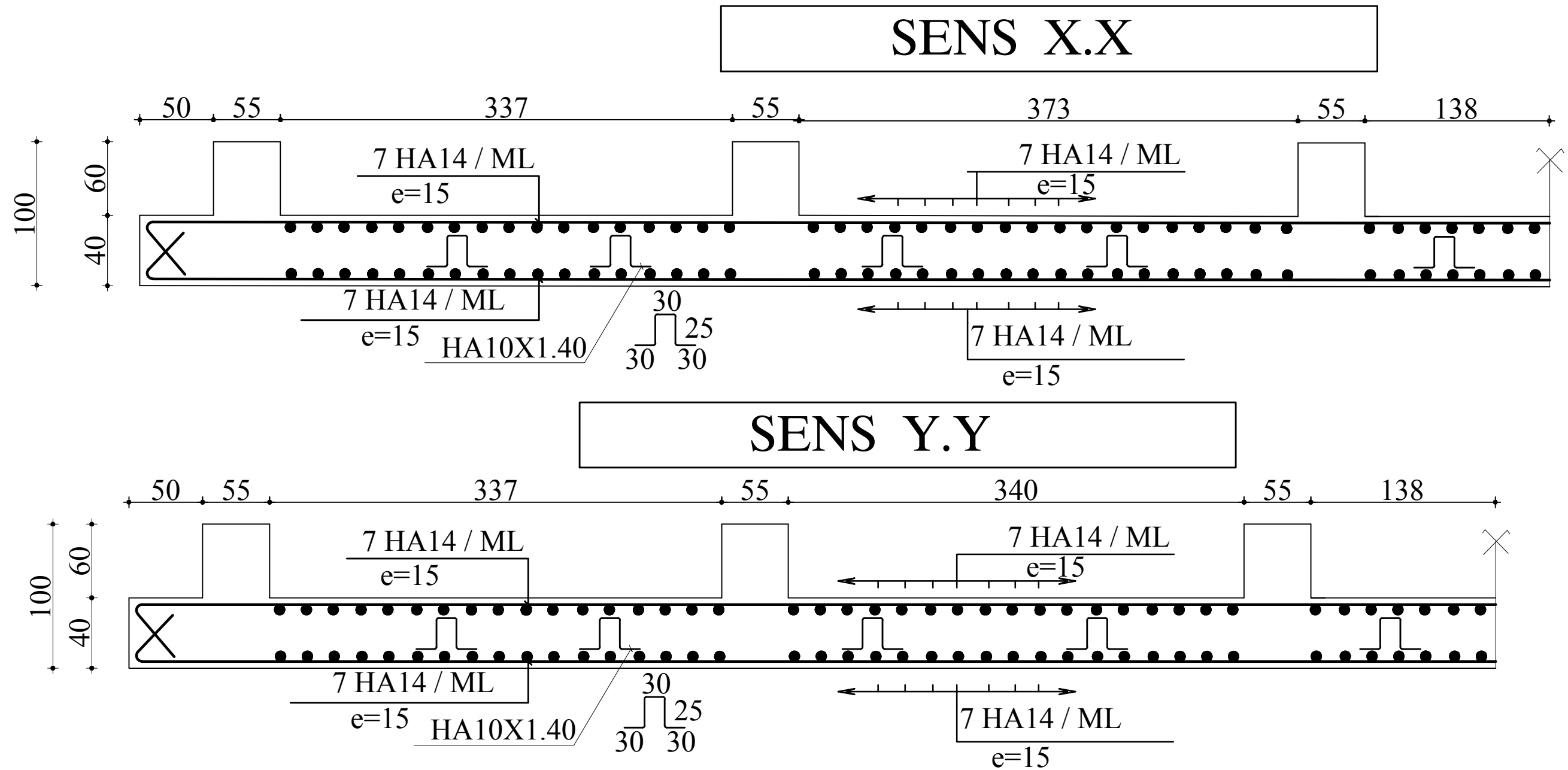
M ^{ch} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50	1/25
Encadrée par Mr ATLAOUI	UMM.T.O		
	PROMOTION	2021/2022	

COFFRAGE RADIER Niv: ± 0.00



M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	Coff.radier	
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

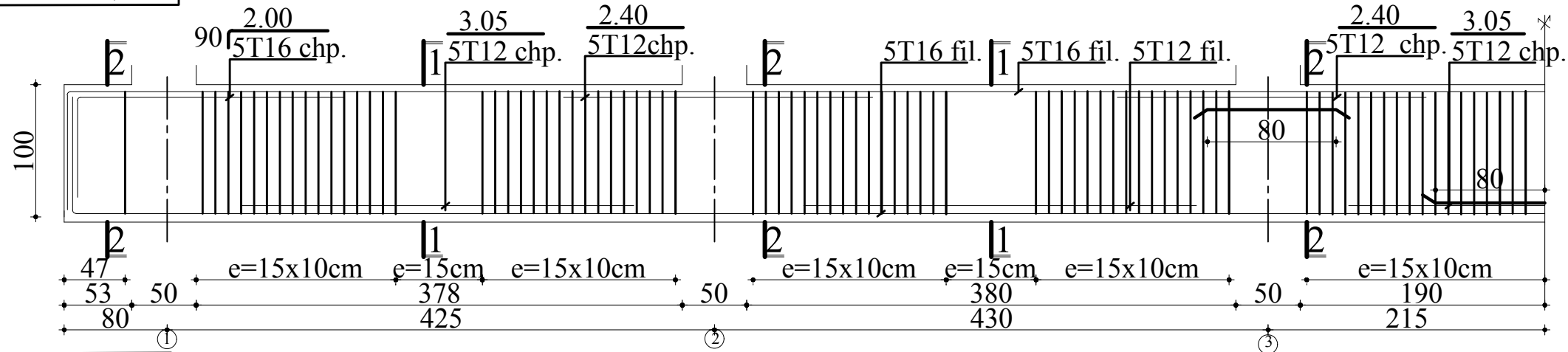
FERRAILLAGE RADIER Niv: ± 0.00



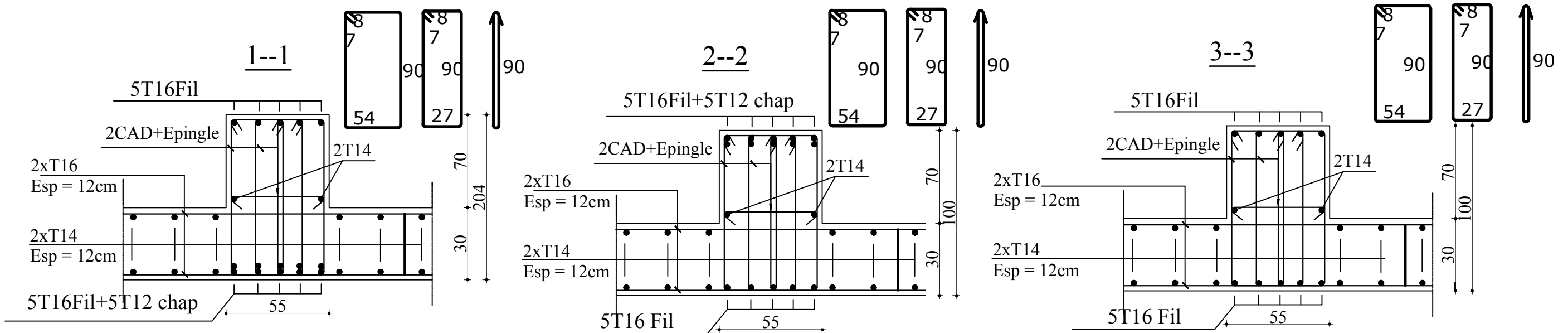
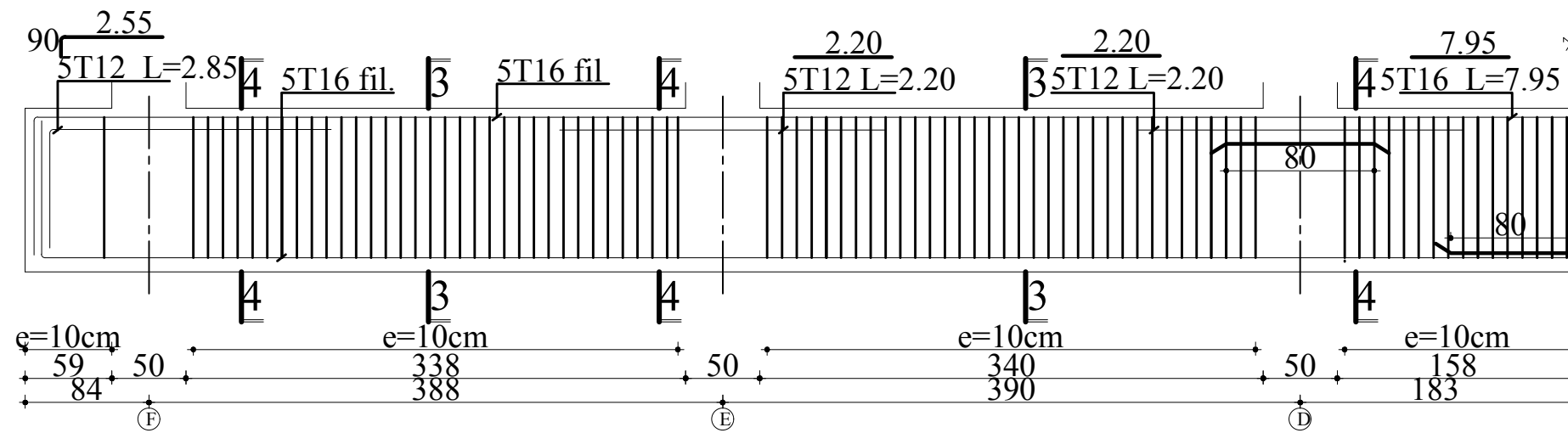
M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50 1/25
	ferr.Radier	
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022

ferrailage des Nervure

NERVURE AXE D,E



NERVURE AXE 2,4,5



M ^{elle} : ARKOUB THIZIRI	Echelle	1/50	1/25
	ferr.Nervure		
Encadrée par Mr ATLAOUI	PROMOTION	2021/2022	