

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri 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 Civile et Industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment RDC+9 à usage multiple
(habitations, commercial et service)
Contreventé par voiles porteurs*

Réalisé par :
SI HADJ MOHAND Fateh
BOUSBICI Fares

Dirigé par :
Mme. AIT TALEB Souad

Année universitaire :2023/2024

REMERCIEMENTS

Premièrement et avant tout, nous remercions le grand dieu qui nous a donné la force et le courage afin de finaliser ce travail.

Nous tenons aussi à présenter nos profonds respects à nos encadrants Mr SI SALEM, AIT TALEB Souad et Co-promoteur IDEKKI Said. Nous lui adressons notre sincère gratitude pour leur encadrement fructueux, sa générosité et son suivi au cours de notre travail.

Nous le remercions également pour les précieux conseils et informations qu'il a mis à notre disposition.

Nous adressons aussi nos vifs remerciements aux membres de jury qui nous ont honorés avec leur présence pour l'évaluation de notre travail.

Pour finir, nous saluons toutes les personnes qui nous ont soutenues, de près ou de loin, pendant ces 5 années passées dans le Département du GENIE CIVIL de l'UMMTO.

Dédicace

A ma mère et mon père ;

Aucune dédicace ne saurait rendre hommage à ce que je vous dois. A travers vos prières, votre confiance indéfectible, votre patience et votre amour vous avez tous fait pour mon bonheur et ma réussite.

J'espère que ce travail reflète vos innombrables sacrifices et témoigne de mon amour et de ma gratitude éternelle.

Je profite l'occasion également pour une dédicace très chaleureux à mes grand père **Ahmed**, **Mouhamed** qui n'a soucis de m'encourager depuis mon enfance et également à mes grand-mère **Fatima** et **Tourkia** qui été toujours à mes cotes.

A mes frères, Rahim, Nore el Houda, et Aymen

Pour votre soutien et votre présence constante à mes côtés, j'espère vous rendre fier comme vous me rendez fier.

A mes meilleures amies, Said ideki (co-promoteur), Hafid, Houcin, Zinou, Abdou, Walid, Slimane, Hanafi, Azouaou, Yacine, Zinou (rouge) Et bien sûr toute notre section CCI chaque un (e) a son nome

Pour l'amour, le réconfort et l'assurance que vous m'apportez au quotidien, je ne saurais exprimer combien votre présence m'est précieuse.

Et enfin, à moi-même, pour mes efforts et ma persévérance

BOUSBICI FARES

Dédicace

A ma mère et mon père ;

Aucune dédicace ne saurait rendre hommage à ce que je vous dois. A travers vos

Prières, votre confiance indéfectible, votre patience et votre amour vous avez

Tous fait pour mon bonheur et ma réussite.

J'espère que ce travail reflète vos innombrables sacrifices et témoigne de mon

Amour et de ma gratitude éternelle.

A mes frères ;

Pour votre soutien et votre présence constante à mes côtés, j'espère vous rendre Fier comme
vous me rendez fier.

A mes meilleures amis, Karim, Bilal, Adel, Hanafi, Amokrane, Azouaou , Hana et à tous mes
camarades de la promotion de construction civile et industrielle;

Pour l'amour, le réconfort et l'assurance que vous m'apportez au quotidien, je ne Saurais
exprimer combien votre présence m'est précieuse.

Et enfin, à moi-même, pour mes efforts et ma persévérance.

Si hadj Mohand Fatah

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction :	1
I.1.Description de l'ouvrage :	1
I.2.La réglementation utilisée :	2
I.3.Éléments de l'ouvrage :	2
I.4.Hypothèse de calcul :	5
I.5.Les caractéristiques mécaniques des Matériaux :	6
I.6.Protection des armatures (BAEL 91.ArtA.7.1)[3] :	13
Conclusion :	13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Introduction :	14
II.1.Pré dimensionnement des éléments :	14
II-2Détermination des charges et surcharges :	19
Conclusion :	31

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction :	32
III.1 Acrotère :	32
III 2. Balcon en Dalle pleine :	39
III.3 Les escaliers	49
III.4 Le plancher	66
III.5 Planchers en dalle pleine	80
III. 6 Dalle sur 4 appuis	91

III. 7 poutre de chainage.....	97
III. 8 poutre palière	104

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction :	113
IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation:.....	113
IV.2 Historique :	113
IV.3. Description du logiciel ETABS :	113
IV.4. Etapes de modélisation :	114

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Introduction	126
V.1. Justifications du système de contreventement :	126
V.2. Vérification des exigences du RPA.....	129

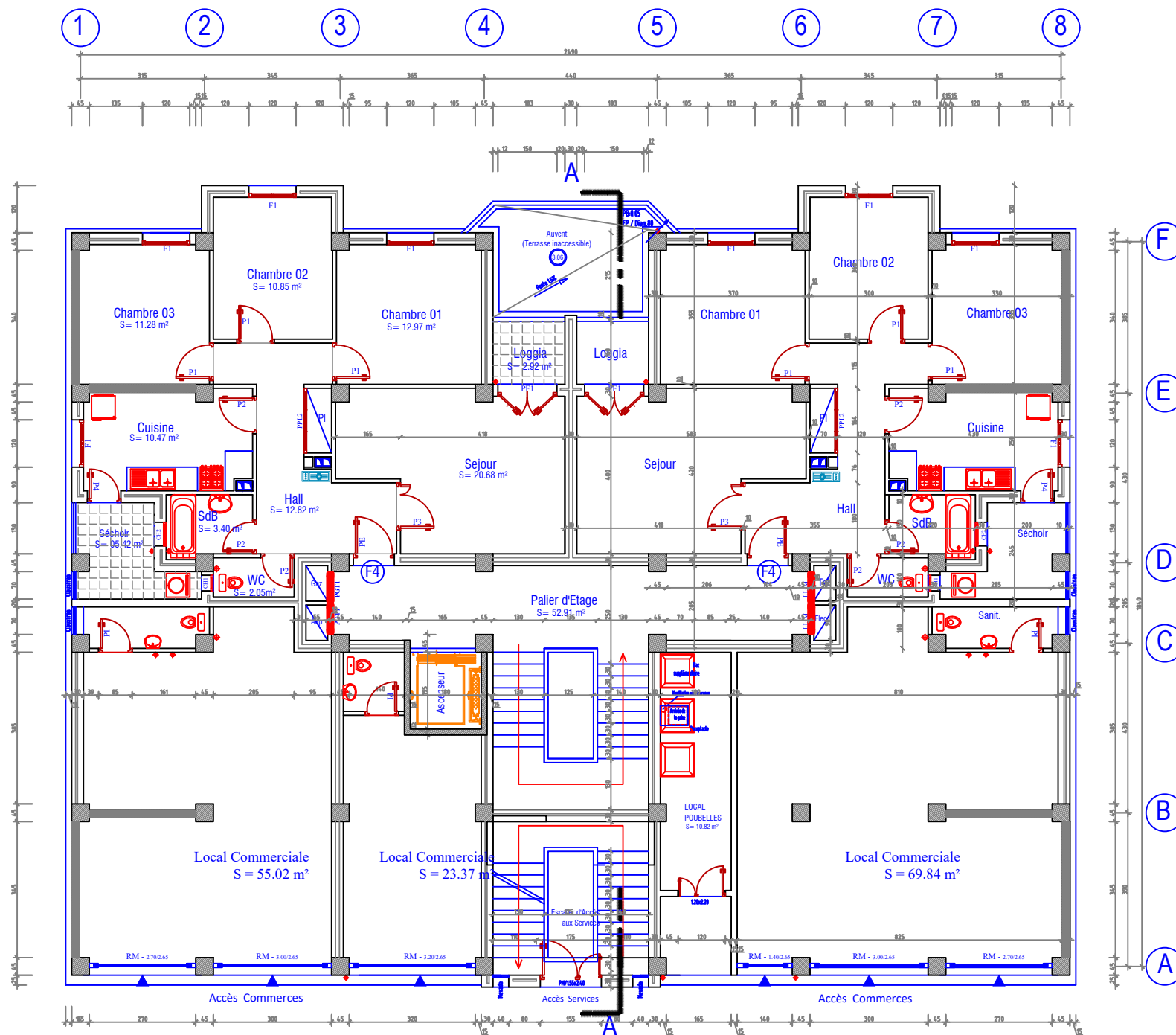
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

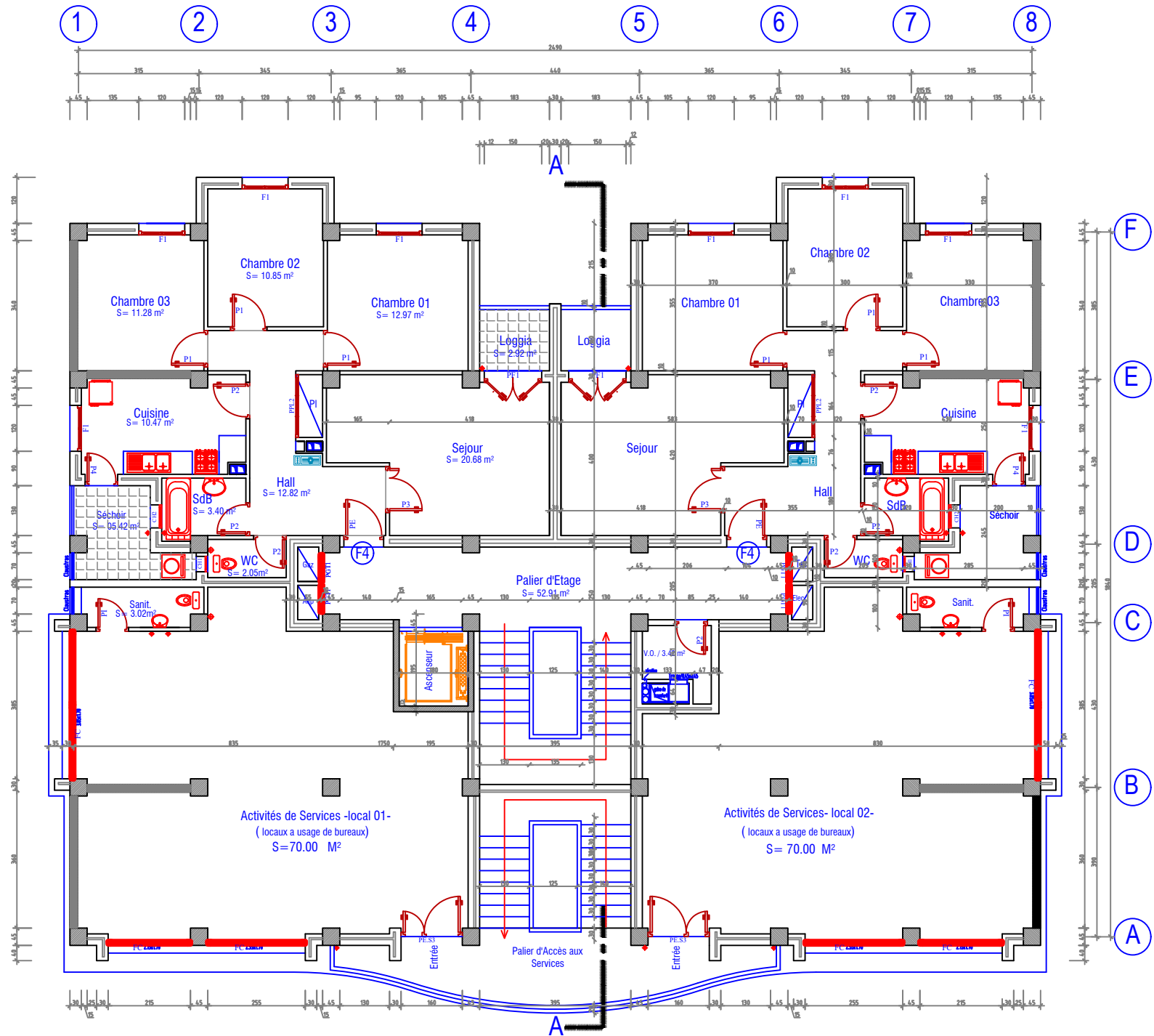
VI.1. Ferrailage des poteaux :	149
VI.1.1. Introduction :	149
VI.1.2. Recommandations et exigences du RPA :.....	149
VI.1.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :	152
VI.1.4. Vérification à l'ELU :	160
VI.1.5. Vérification à l'ELS :	165
VI.2. Poutres :	170
VI.2.1. Introduction :	170
VI.2.2. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :	170
VI.2.3. Les efforts internes et Ferrailage des poutres :	172
VI.2.4. Disposition constructive :	173
VI.2.5. Délimitation de la zone nodale :	174
VI.2.6. Ancrage des armatures :	174
VI.2.7. Vérification à l'ELU :	175

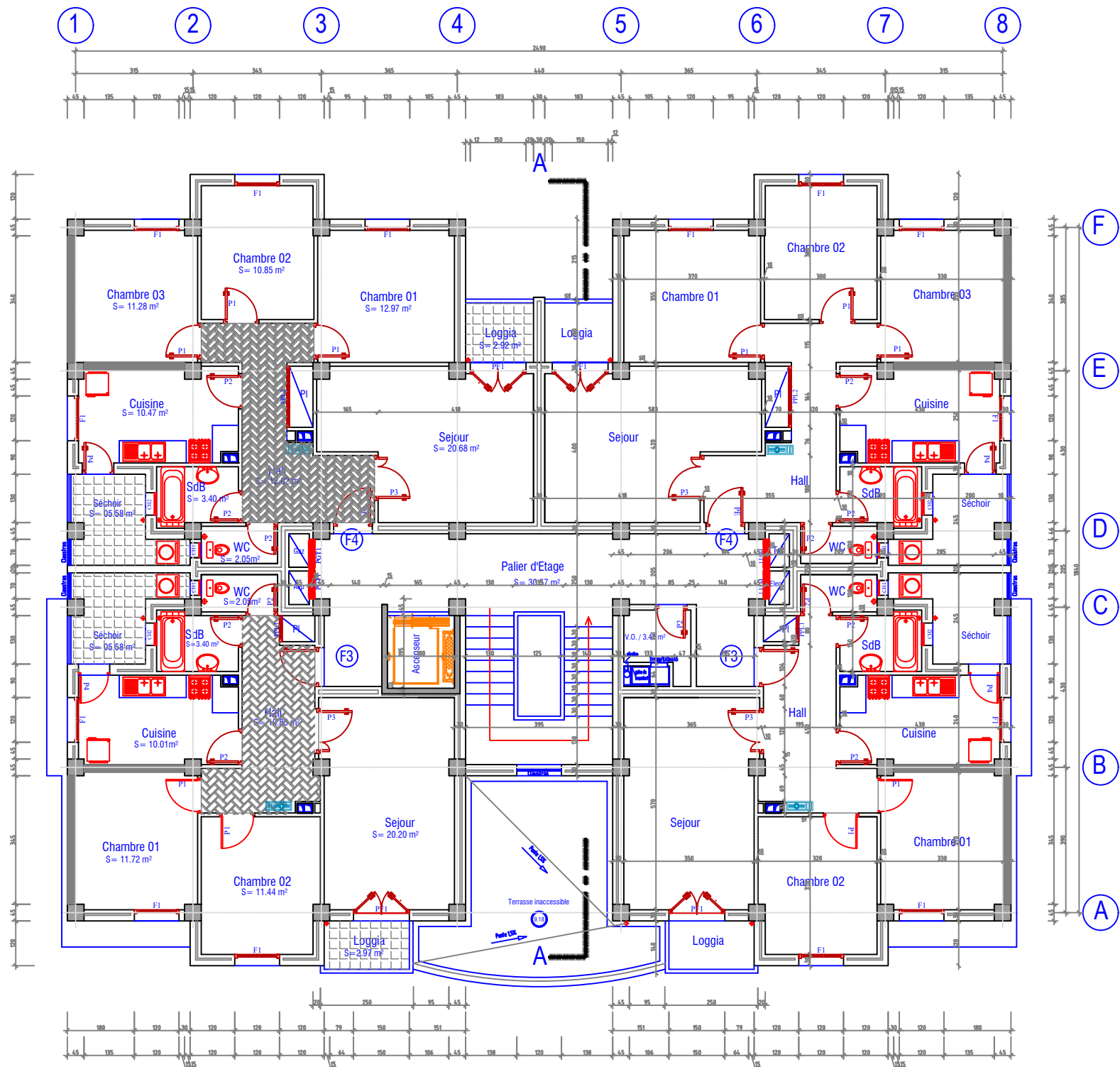
VI.2.8. Vérification à l'ELS :	175
VI.3. Ferrailage des Voiles :	179
VI.3.1. Introduction :	179
VI.3.2. Comportement d'un voile.....	179
VI.3.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 :	180
VI.3.4. Exposé de la méthode de calcul :	182
VI.3.5. Détermination des armatures :.....	183
VI.3.6. Vérification à l'ELS :	184
VI.3.7. Calcul de ferrailage :	186

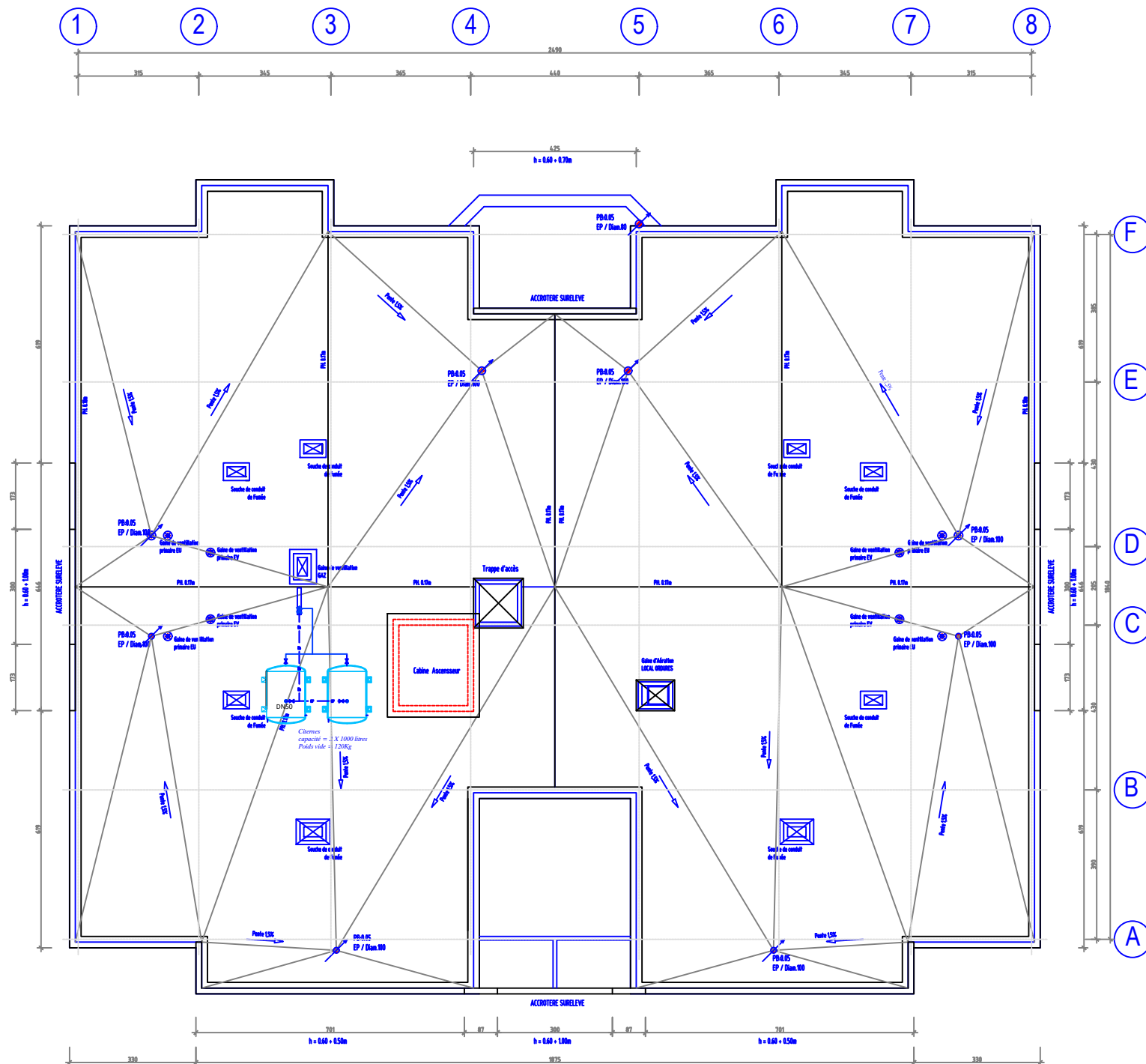
Chapitre VII : Prédimensionnement des éléments

VII. 1. Etude de l'infrastructure:.....	191
VII.1.1. Introduction :	191
VII.1.2. Choix du type de fondation :	191
VII.1.3. Étude du sol	192
VII.1.4. Dimensionnement	193
VII. 2. Etude du voile périphérique:.....	221
Introduction :	221
VII.2.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :	221
VII.2.2. Contrainte des sollicitations	221
VII.2.3. Caractéristiques du sol :	221
VII.2.4. Calcul des sollicitations :	222
VII.2.5. Recommandations du RPA 99 :	227
VII.2.6. Vérification à l'ELS :	228

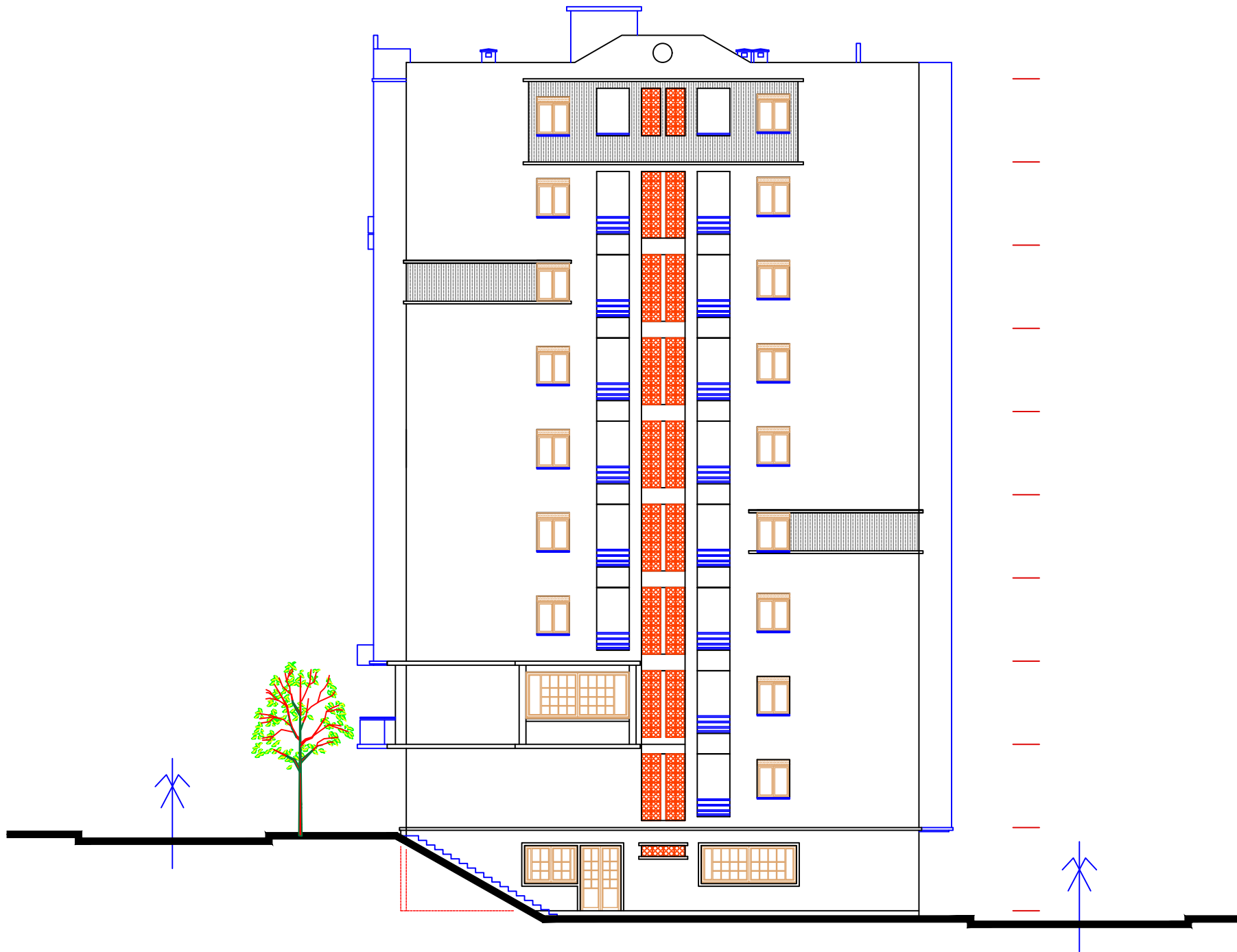












Introduction Générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 avec un RDC à usage habitation contreventée par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre IV

Modélisation de la structure

Chapitre V

Vérification des exigences de RPA

Chapitre VI

Vérification des exigences de RPA

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

L'analyse approfondie de l'ouvrage touché par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives, ou de malfaçons d'exécution.

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Pour cela, les ingénieurs disposent actuellement de plusieurs outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet en cours d'étude s'agit d'une structure R+9 à usage d'habitation, commercial et service, à ossature mixte contreventée par voiles. La structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003[1]. Et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.7.4. [9].

I.1. Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure (R+09) à usage d'habitation, commercial et de service. Ce bâtiment est d'importance moyen (groupe d'usage 02), implanté à TIZI OUZOU, classée selon le RPA 99 version 2003[1]. Comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage bureautique et commercial.
- (1) étage à usage habitations et bureautique.
- (08) étages à usage d'habitation.
- (2) cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.1.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur totale.....L = 18,40 m
- Largeur totale.....l = 24,90 m
- Hauteur du l'entre sol.....h = 3,06 m
- Hauteur d'étage courant.....h = 3,06 m
- Hauteur totale.....h = 30,60 m
- Hauteur acrotère.....h = 0,6 m

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage [15] :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : 2 bars.
- Le site est considéré comme un site meuble : S3.

I.1.3. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003[1].
- Règles BAEL 91 modifiée et DTU associée (JEAN-PIERRE MOUGIN) [3].
- Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites [4].
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2[5].
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C.2.4.1. [10].
- CBA 93 [6].

I.2. Éléments de l'ouvrage :**I.2.1. La superstructure :**

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

➤ **L'ossature :**

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

□ **Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de :

- Supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux

éléments porteurs de l'ossature.

- Assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un system complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment, à savoir :

□ **Planchers en corps creux :**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé.

Les planchers en corps creux sont constitués :

□ **De nervures :**

Appelées également poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles). La distance entre-axes des poutrelles varie de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.

- **Du remplissage en corps creux (polystyrène) :**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

➤ **Les dalles pleines en béton armée :**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur du 4 à 5 cm. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges.
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

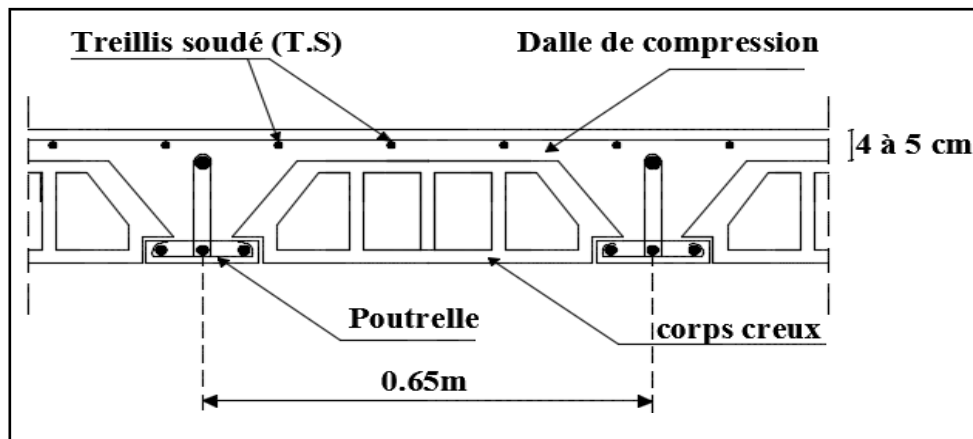


Figure I.1 Schéma du plancher en corps creux [6].

➤ **Les maçonneries :**

On distingue deux (02) types :

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5 cm).
- **Les murs intérieurs** : ils sont en simple cloison (brique creuse de 10 cm).

□ **Les escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte deux escalier du type balancé réaliser en préfabriqué et l'escalier principale composé de deux volées avec un palier dans tous les niveaux.

➤ **Les revêtements :**

Ils sont en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

□ **Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

➤ **Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

1.3.2. L'infrastructure :

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol qui est en liaison directe.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage [15].

I.3. Hypothèse de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003[1], et au DTR BC22 (charges et surcharges d'exploitation) [2].

I.3.1. Etats limites ultimes(ELU) :

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le

cas de la compression simple.

I.3.2. Etats limites de service (ELS) :

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

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

Hypothèses :

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

I.4. Les caractéristiques mécaniques des Matériaux :

I.4.1. Le béton :

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation [7].

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

➤ La résistance caractéristique du béton à la compression [11] :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (résistance caractéristique) notée f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16x32). Dans notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $j < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91modifié 99/A.2.1,11) [4].

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \textbf{(Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99) [4].}$$

Dans notre cas on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \textbf{(BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21) [4].}$$

Pour $f_{cj}=25 \text{ MPa}$ on aura : $E_{ij}=32164.195 \text{ MPa.}$

➤ **Le module de déformation longitudinale différée :**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée et afin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{\infty} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{cj}=25 \text{ MPa}$ on aura : $E_{ij}=10818.86 \text{ MPa.}$ **(BAEL91modifié99/Art A.2.1,22) [4].**

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

(BAEL91modifié99/Art A.2.1 ,3)

Avec : E : module de Young

 ν : Coefficient de poisson du béton

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

ν=0 à l'ELU → calcul des sollicitations (béton fissuré)

ν = 0.2 à l'ELS → calcul des déformations (béton non fissuré)

➤ **Notions d'états limites :**

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (forces, moments, couples).

La théorie des états limites considère 2 états :

- **État limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

Diagramme de contrainte / déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

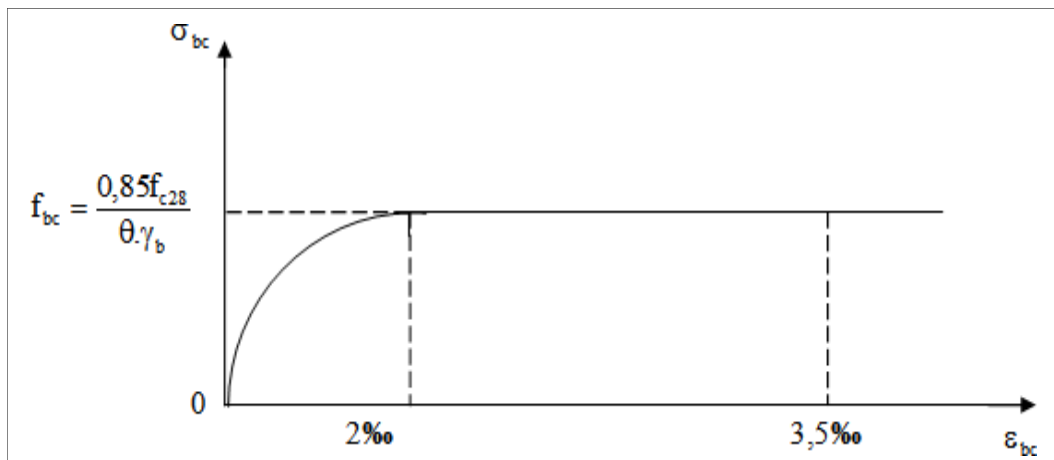


Figure I.2. Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU) [4].

Où : $f_{bc}=f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ (BAEL91 modifié 99/Art A.4.3 ,41) [4].

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (SA)

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable (SD)

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$: $f_{bu}= 14,167\text{MPa}$ en **SD**.

$f_{bu}=18.478\text{MPa}$ en **SA**.

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28jours.

σ_{bc} : déformation de béton en compression (pour $\sigma_{bc} < 2\%$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = \sigma_{bc} E$)

- **L'état Limite de Service (ELS) : (BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.5.2)**

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

On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement).
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures).
- L'état limite de service de déformation. (Flèche).

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante : $\bar{\sigma}_{hc} = 0,6 \cdot f_{c28}$.

avec : $\bar{\sigma}_{hc}$: contrainte admissible à l'ELS.

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$. $\bar{\sigma}_{hc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

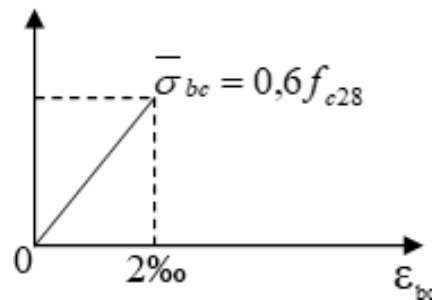


Figure I.3 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS) [4].

➤ **Contrainte limite de cisaillement : (BAEL/Art A.5.1, 21) [3].**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée. b : largeur de la section cisailée.
 d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min(0,10f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.4.2. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520. Avec : Fe : limite d'élasticité.

➤ Module de déformation longitudinale (Ea) :

Il est pris égal à : $E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91modifié99, Art A.2.2,1) [4].

➤ Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

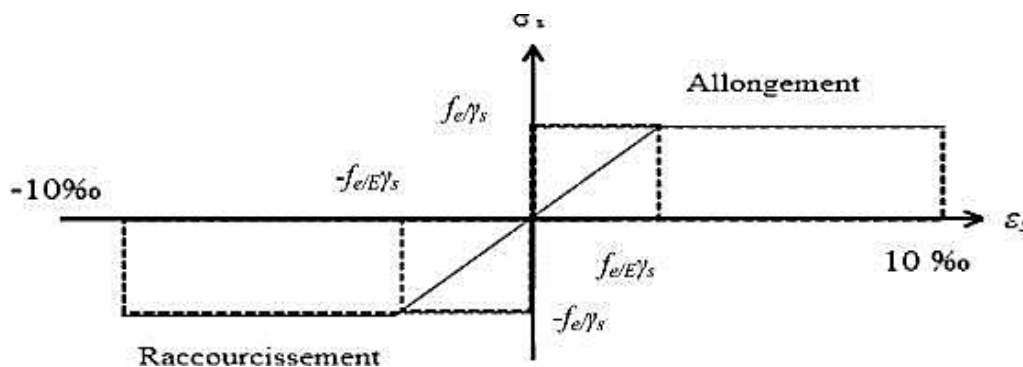


Figure I.3. Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].

À l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91modifié99, Art A.2.1,3}) [4].$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit :

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ pour les H.A

$\sigma_{st} = 204 \text{ MPa}$ pour les R.L

À l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

la contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e / \sigma_s \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32) [4].}$$

➤ **Fissuration préjudiciable :** C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33) [4].}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34) [4].}$$

Avec η : coefficient de fissuration

I.4.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$.

Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes (**RPA99 /2003 Art 5.2**) prévoit des combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q \pm E \text{ (pour le calcul de poutres) } 0,8G \pm E \text{ (effet soulèvement)}$$

Avec :

G : charge permanente Q : charge d'exploitation E : effort de séisme.

I.5. Protection des armatures (BAEL 91. Art A.7.1) [3] :

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 1 \text{ cm}$: si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 5 \text{ cm}$: si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer...).
-

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait la description de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés selon les différents règlements en vigueur en Algérie. Dans le chapitre II nous allons passer au prédimensionnement des éléments.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la Structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003[1].et du BAEL 91 modifié 99[4]. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :**II.1.1. Les planchers :**

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

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux en polystyrènes et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$H_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL 91}) [3].$$

Avec :

HT : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux : $\min(b, h) \geq 25$ cm en zone II a, on prend $\min = 25$ cm. Dans notre cas : $L = 440 - 25 = 415$ cm

$$HT = (415/22.5) = 18.44 \text{ cm. Soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Épaisseur du corps creux : 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

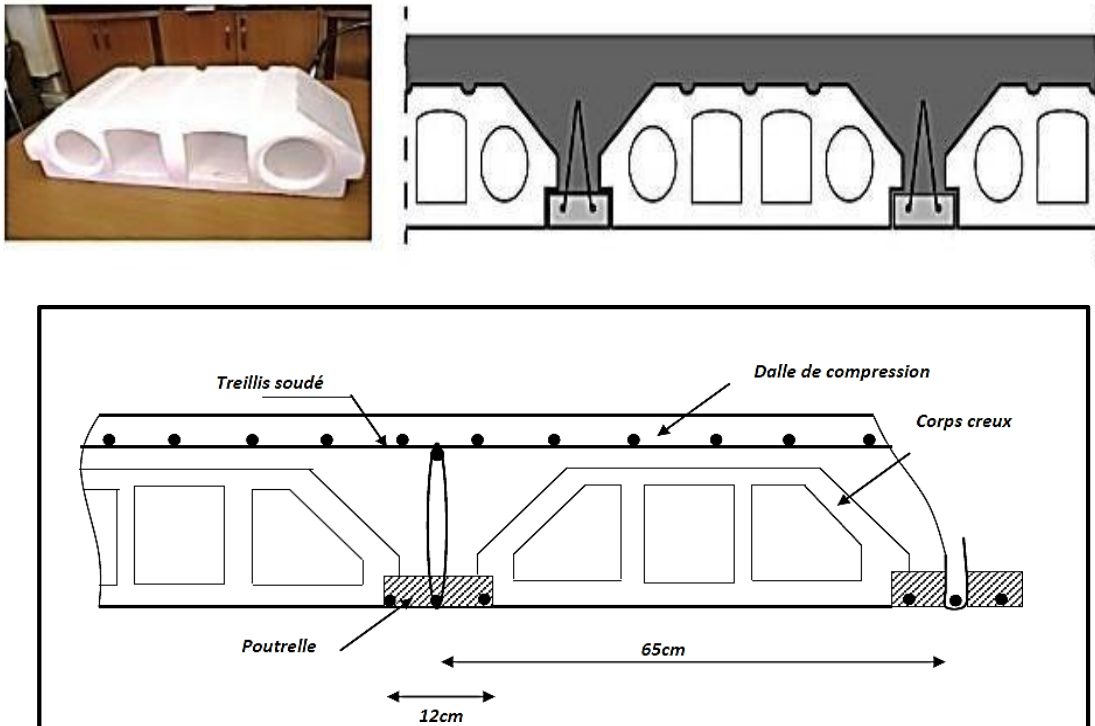


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4) [4].

II-1-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale HT et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « HT » : } \frac{L_{\max}}{15} < Ht < \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL.91}) [3].$$

$$\text{Largeur « b » : } 0.4 HT \leq b \leq 0.7 ht$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

L_{max} : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA [1] exige les conditions telles que : $b \geq 20\text{cm}$

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

➤ **Poutres principales :**

Sachant que : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

$$\frac{415}{15} \leq Ht \leq \frac{415}{10} \gg 27,66 \leq Ht \leq 41,5 \quad \text{On prend : } HT = 40\text{cm}.$$

$$\text{Par conséquent, la largeur b sera : } 0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28 \text{ cm. On prend : } b = 30\text{cm}.$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) [1] :

- $h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4$ condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc : $(b \times ht) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

➤ **Poutres secondaires :**

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

$$\frac{405}{15} \leq ht \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq ht \leq 40,5 \quad \text{on prend : } ht = 35 \text{ cm}$$

La largeur b est : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) [1] :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$ht / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre secondaire est donc : $(b \times ht) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Conclusion :

Les conditions imposées par RPA 99 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

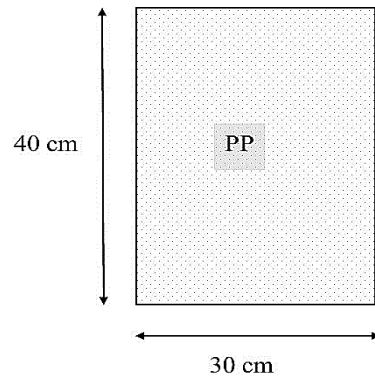


Figure II.2. Section des poutres principales.

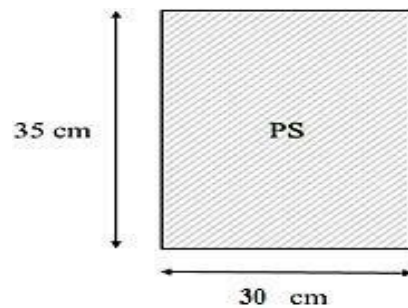


Figure II.3. Section des poutres secondaires.

II-1-3 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003[1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA 99 /2003 article 7.7.1(1), les voiles doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e.$$

Avec L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA 99 version 2003[1]. Spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

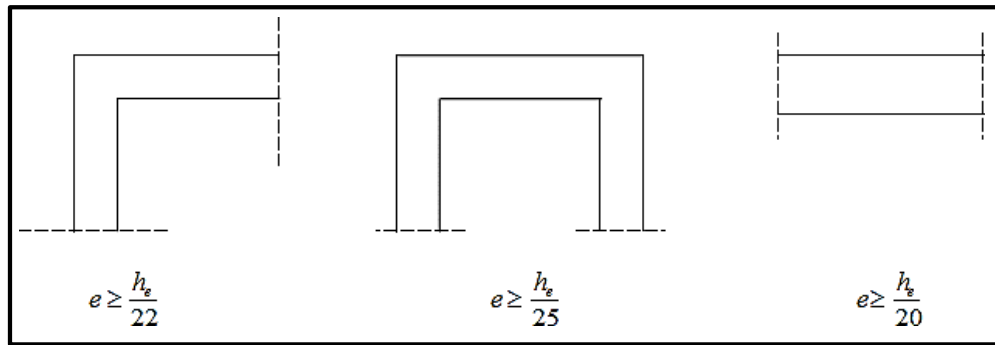


Figure II.2 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation[1].

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec : $h_e = h - e_p$ et 'ep' est la hauteur du plancher = 20 cm. Pour et le RDC :

$$H = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{ cm} ; e \geq 15\text{cm}.$$

L'épaisseur adoptée est : $e = 15\text{cm}$. Pour les étages courants :

$$H_{ec} = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{ cm} \quad e \geq 15\text{ cm}$$

Donc : $e = 15\text{cm}$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur des voiles : $e = 15\text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure. $L \geq 4e = 60\text{ cm}^{\text{®}}$ condition vérifiée.

II-2 Détermination des charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharges d'exploitation.

II-2-1 Charges permanentes :

II-2-1-1 Les Planchers :

➤ Plancher terrasse en corps creux :

Tableau II.1. Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.1	22	2.20
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.21	14	2.94
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
G total =				6,53 KN/m ²

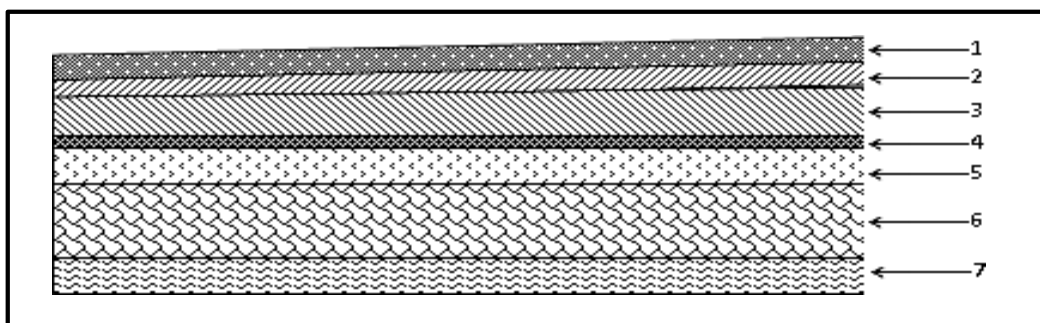


Figure II.5. Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible [6] .

➤ Plancher d'étage courant :

Tableau II.2. Caractéristiques du plancher étages courants :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 +10	0.90 +0.40 =1.30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Couche de sable	0,03	18	0.54
5	Plancher en corps creux	0,21	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G total =				5,78 KN/ m ²

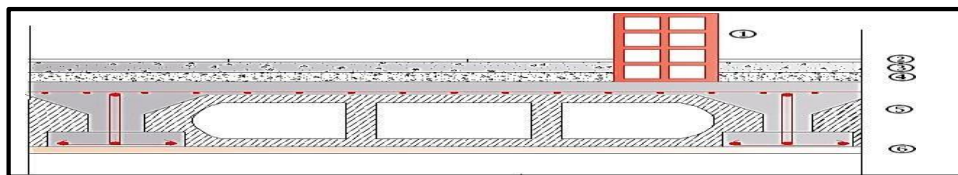


Figure II.6. Coupe transversale du plancher courant [6].

II.2.1.2 Maçonneries :

➤ Mur extérieur:

Tableau II.1 Charges revenant aux murs extérieurs :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G total =				2.36 KN /m ²

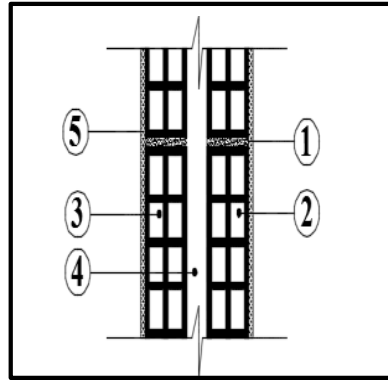


Figure II.3 Coupe transversale d'un mur extérieur [6].

➤ Mur intérieur [14] :

Tableau II.4.Charges revenant aux murs intérieurs :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G total =			1,3 KN/m²

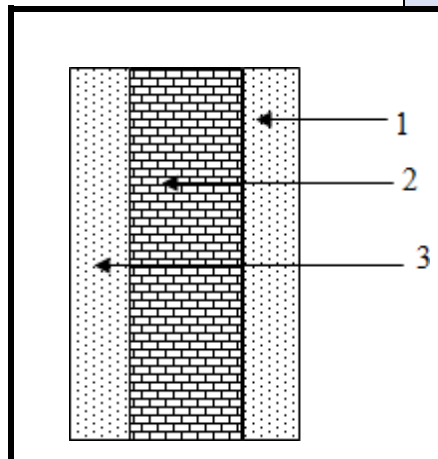


Figure II.4 Coupe transversale du mur verticale[6].

II-2-1-2 Dalle pleine :

Tableau II.5. Charge permanente de la dalle pleine :

N0	Éléments	Épaisseur (m)	r (KN/m3)	G (KN/m2)
01	Cloisons intérieures	0.14	/	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total =				6.59 KN/m2

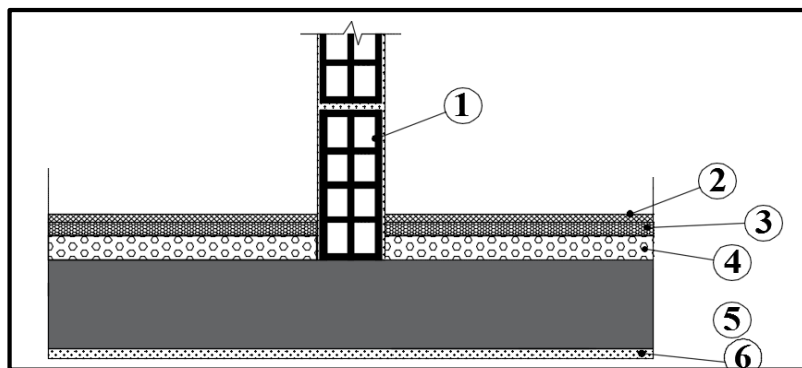


Figure II.5 Coupe transversale de la dalle pleine[6].

II-2-1-3 Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

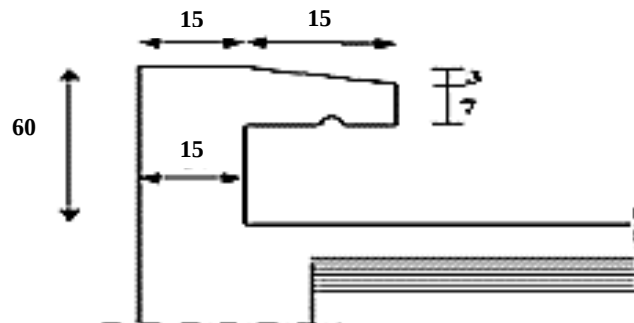


Figure II.10. Coupe vertical de l'acrotère[6].

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$\text{Poids propre : } G = \rho \times S \times 1\text{ml} \quad G = 25 \times 0.1 \times 1\text{ml} = 2.5$$

KN/ml

II.2.2 Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,00 KN/m².
- Planchers étages courants à usage d'habitation..... Q = 1,50
KN/m².
- Plancher RDC à usage commercial..... Q = 2,50 KN/m².
- Plancher étage 1 à usage bureaux Q = 2,50 KN/m².
- L'escalier..... Q = 2,50 KN/m².
- Balcons..... Q = 3,50 KN/m².
- L'acrotère Q = 1,00 KN/m².

II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{0,6 f_{c28}} \quad (\text{Art 7.4.3.1.RPA 99/2003}) [1].$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S : section des poteaux.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

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

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa , on a : $\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \quad 1/4 \leq b/h \leq 4$$

➤ **Descente des charges :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

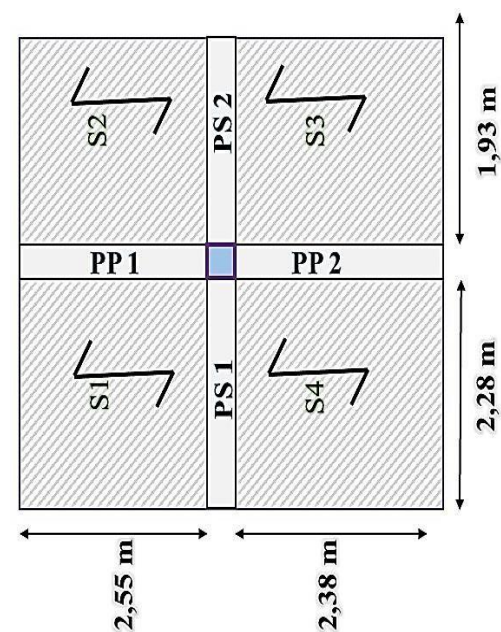


Figure II.11. Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

➤ **Surface d'influence :**

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité, dans notre cas on a :

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = \left(\frac{4,30 - 0,30}{2} \right) * \left(\frac{3,45 - 0,30}{2} \right) = 2 * 1,525 = 3,05 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{4,30 - 0,30}{2} \right) * \left(\frac{3,15 - 0,30}{2} \right) = 2 * 1,425 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left(\frac{3,90 - 0,30}{2} \right) * \left(\frac{3,45 - 0,30}{2} \right) = 1,8 * 1,525 = 2,745 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \left(\frac{3,90 - 0,30}{2} \right) * \left(\frac{3,15 - 0,30}{2} \right) = 1,8 * 1,425 = 2,565 \text{ m}^2$$

$$S_i = 3,05 + 2,85 + 2,745 + 2,565 = 11,21 \text{ m}^2$$

- **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 6,53 \times 11,21 = 20 \text{ KN}$ Plancher d'étage courante :

$$P = 5,78 \times 11,21 = 64,79 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

Poutre principale :

$$P_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 2) \times 25 = 6.00 \text{ KN. } P_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 1.8) \times 25 = 5.40 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } r = 25 \text{ KN/m}^2$$

Poutre secondaire :

$$P_{ps} = (0.3 \times 0.35 \times 1.425) \times 25 = 3.74 \text{ KN } P_{ps} = (0.3 \times 0.35 \times 1.575) \times 25 = 4.13 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids total } P = 4.13 + 3.74 + 5.4 + 6 = 19.27 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

Poteau des étages courants : $G_p = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$ Poteau du RDC :

$$G_p = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse :

$$Q'S = 1 \times 11.21 = 11.21 \text{ KN Plancher des étages courant :}$$

$$Q = 1.5 \times 11.21 = 16.81 \text{ KN Plancher RDC:}$$

$$Q = 2.5 \times 11.21 = 28.025 \text{ KN}$$

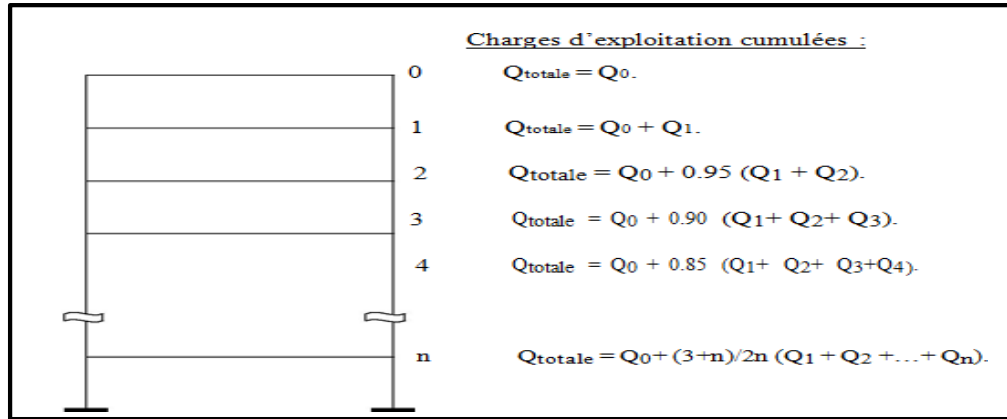
$$\text{Plancher dalle pleine ; } Q = 3,5 \times 11.21 = 39.23 \text{ KN}$$

- **Loi de dégression des surcharges :**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte

de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



Pour $n \geq 5$:

$$\sum n = Q_0 \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en

tenant compte de la dégression Q_0 : charge

d'exploitation de la terrasse

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

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.2.Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Étage	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,075	0,714	0,668	1	1

Les surcharges cumulées :

La terrasse : Q_0

9ème : $Q_0 + Q_1$

8ème : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

7ème : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

6ème : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

5ème : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

4ème : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

3ème : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

2ème : $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

1^{er} étage : $Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

RDC : $Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Figure II.13.la descente des charges de la bâtisse[1] :

Étage 9 (terrasse)	
Étage 8	Q_0
Étage 7	Q_1
Étage 6	Q_2
Étage 5	Q_3
Étage 4	Q_4
Étage 3	Q_5
Étage 2	Q_6
Étage 1	Q_7
RDC	Q_8
E.S.	Q_9
Base	Q_{10}

Application numérique :

Terrasse : 11.21 KN

9ème étage : $11.21 + 16.81 = 28.02 \text{ KN}$

8me étage : $11.21 + 0.95 (2 \times 16.81) = 43.149 \text{ KN}$

7ème étage : $11.21 + 0.9 (3 \times 16.81) = 56.597 \text{ KN}$

6ème étage : $11.21 + 0.85 (4 \times 16.81) = 68.364 \text{ KN}$

5ème étage : $11.21 + 0,8 (5 \times 16.81) = 78.45 \text{ KN}$

4ème étage : $11.21 + 0,75 (6 \times 16.81) = 86.855 \text{ KN}$

3ème étage : $11.21 + 0,714 (7 \times 16.81) = 95.226 \text{ KN}$

2eme étage : $11.21 + 0,688 (8 \times 16.81) = 103.732 \text{ KN}$

1er étage : $11.21 + 0.667 (9 \times 16.81) = 112.120 \text{ KN}$

RDC: $11.21 + 0.667 (9 \times 16.81 + 28.025) = 130.813 \text{ KN}$

Tableau II.3. Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm ²)	S min (cm ²)	S adoptée (cm ²)
Terrasse	73,2	15,49	19,27	107,96	107,96	11,21	119,17			
E9	64,79	15,49	19,27	99,55	207,51	28,02	235,53	79,4466667	25×25	30×30
E8	64,79	15,49	19,27	99,55	307,06	43,149	350,209	157,02	25×25	30×30
E7	64,79	15,49	19,27	99,55	406,61	56,597	463,207	233,472667	25×25	30×30
E6	64,79	15,49	19,27	99,55	506,16	68,364	574,524	308,804667	25×25	30×30
E5	64,79	15,49	19,27	99,55	605,71	78,45	684,16	383,016	25×25	35×35
E4	64,79	15,49	19,27	99,55	705,26	86,855	792,115	456,106667	25×25	35×35
E3	64,79	15,49	19,27	99,55	804,81	95,226	900,036	528,076667	25×25	35×35
E2	64,79	15,49	19,27	99,55	904,36	103,732	1008,092	600,024	25×25	35×35
E1	64,79	15,49	19,27	99,55	1003,91	112,12	1116,03	672,061333	25×25	40×40
RDC	64,79	15,49	19,27	99,55	1103,46	130,813	1234,273	744,02	25×25	40×40

Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA : Les conditions

suivantes doivent être vérifiées :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$ En zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25.$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
- **Vérification pour les poteaux (25x25) :**
- $\text{Min}(25 ; 25) = 25\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\text{Min}(25 ; 25) = 25\text{cm} \geq h_e/20 = 408 / 20 = 20,4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $25/25 = 1 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petit;

les recommandations du RPA sont alors respectées.

Vérifications au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est :

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

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$) → l_0 : hauteur libre du poteau.

$$i : \text{rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{S}} \right).$$

S : section transversale du poteau
($b \times h$).

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}} = 0,7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.4.Vérification des poteaux au flambement :

Niveaux	b	h	I	S	i	l0	Lf	λ	Condition
	(cm)	(cm)	(cm4)	(cm2)	(cm)	(cm)	(cm)		
9	30	30	67500	900	8,660	306	214,2	24,734	Condition vérifié
8	30	30	67500	900	8,660	306	214,2	24,734	Condition vérifié
7	30	30	67500	900	8,660	306	214,2	24,734	Condition vérifié
6	30	30	67500	900	8,660	306	214,2	24,734	Condition vérifié
5	35	35	125052,0833	1225	10,104	306	214,2	21,200	Condition vérifié
4	35	35	125052,0833	1225	10,104	306	214,2	21,200	Condition vérifié
3	35	35	125052,0833	1225	10,104	306	214,2	21,200	Condition vérifié
2	35	35	125052,0833	1225	10,104	306	214,2	21,200	Condition vérifié
1	45	45	341718,75	2025	12,990	306	214,2	16,489	Condition vérifié
RDC	45	45	341718,75	2025	12,990	306	214,2	16,489	Condition vérifié

Tableau II.5. Sections adoptées des poteaux :

Étages	RDC,1 ^{er}	2em,3em,4em,5em	6em,7em,8em,9em
Section (cm ²)	(45x45)	(35x35)	(30x30)

Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Donc, on a opté pour le prédimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux 16+4 cm.
- Dalles pleines épaisseur de 15 cm.
- Poutre :
 - Poutres principales : (30x40) cm².
 - Poutres secondaires : (30x35) cm².
- Poteaux :
 - (30x30) cm² pour les poteaux de 6em au 9em étage.
 - (35x35) cm² pour les poteaux de 2em au 5em étage.
 - (40x40) cm² pour le RDC,1^{er} étage.
- Voile :
 - Épaisseur de 15 cm (longueur minimale égale à 60 cm).

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires ou non structuraux constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91[3].

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

L'acrotère.

Le balcon en dalle pleine.

L'escalier.

Le plancher en corps creux.

La dalle pleine.

La poutre palière.

La dalle salle machine.

III.1 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure

IL est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

Un effort normal N_G dû à son poids propre G .

Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q dans la section d'encastrement (section dangereuse)

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

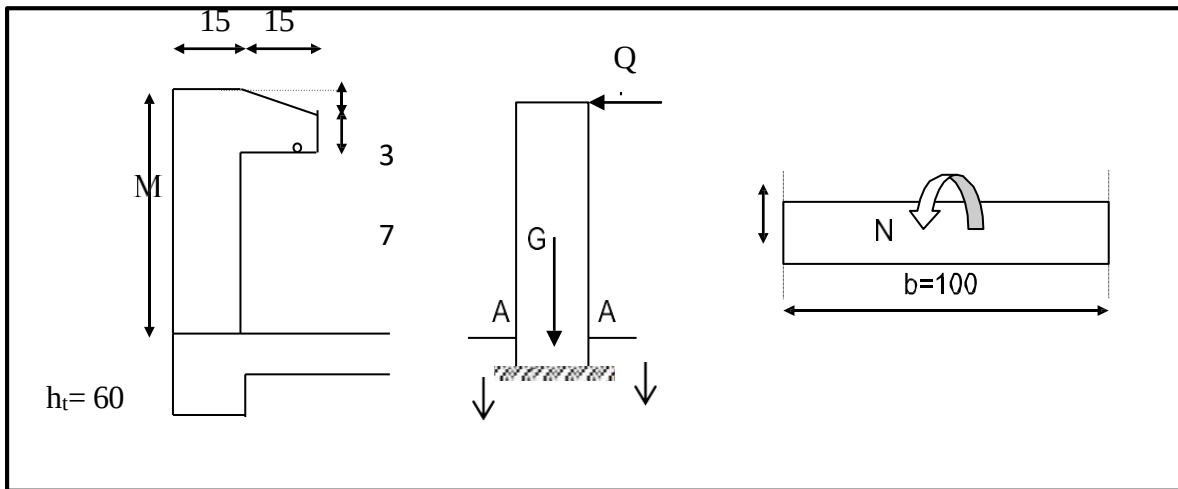


Figure III.1. Coupe de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

➤ Chargement :

Charge Permanente « G » : $G = r \times S \times 1\text{ml}$ $\Rightarrow G = 25 \times S$.

Avec :

r : Masse volumique du béton (25kn/m^3). S :

Section transversale de l'acrotère.

$$\frac{G}{2} = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,15}{2} + 0,07 \times 0,15 + 0,15 \times 0,7 \right] = 2,943 \text{ [KN/ ml]}.$$

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$$

Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) [1] :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A.C_p.w_p$

Avec A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

$$C_p : \text{Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.} \rightarrow C_p = 0.3$$

$$w_p : \text{poids de l'acrotère} \quad w_p = 1,9625 \text{ /ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.30 \times 0.15 \times 1,9625 = 0.353 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. $\rightarrow$ Le calcul se fait sous Q non pas sous P .

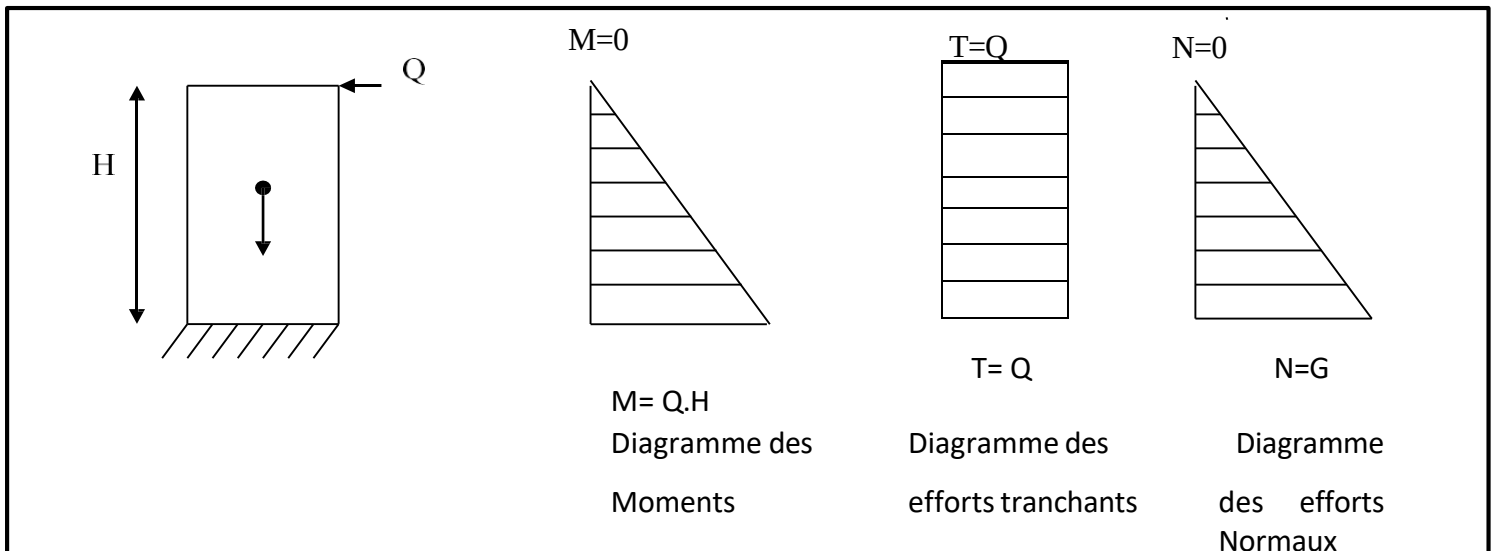


Figure III.2. Schématisation des efforts internes.

III.1.2. Les combinaisons de charges :

➤ L'ELU :

La combinaison des charges est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,963 = 2,650 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1,05 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5T_Q = 1.5 \text{ KN}$$

L'ELS :

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$N_s = N_G = 1,963 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS :

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur « $b=100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

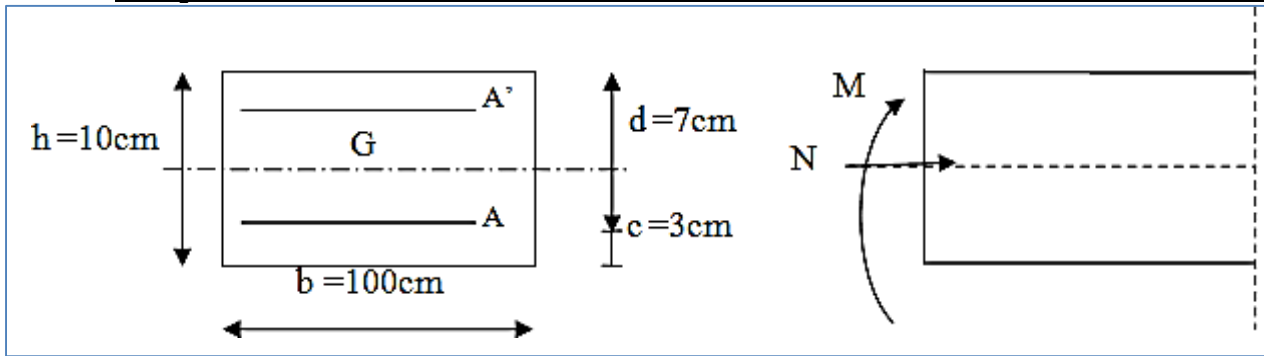


Figure III.3. La section de l'acrotère .

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = (1,05 * 10^2) / (2,650) = 39,62 \text{ cm} \quad ; e_u > h/2 - c \rightarrow c = 10/2 - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée (SPC).

Donc L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

➤ **Calcul de la section d'armature en flexion simple :**

Moment fictif M_f : $M_f = N_u \cdot g$ avec $g = e_u + (h/2 - c)$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

Donc ;

$$M_f = N_u [e_u + (h/2 - c)]$$

$$M_f = 2.650 [0.3962 + (0.05 - 0.03)] = 1,103 \text{ KN.m}$$

Armature fictives (flexion simple) :

$$U_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,103 \cdot 10^2}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14,2} = 0,0159$$

$\mu_b = 0.0159 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{stf} = \frac{1,103 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 7 \cdot 348} = 0,456 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,456 \text{ cm}^2$$

Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - N_u / \sigma_s$$

$$A_{st} = 0,456 - \frac{2,650 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,380 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1) [3]:**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \quad (\text{pratiques du BAEL, P 199})$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7 \times 10^2}{1,923} = 36 \text{ cm}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} = 0,8 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0,380 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section}$$

minimale d'armatures imposée par cette condition :

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = (A_{\text{adoptée}}) / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml avec un espacement } S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91) [3]:**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = V_u / b d$$

$$\tau = \min(0,2 f_{ct28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = (1,5 \times 10^2) / (100 \times 70) = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence : (BAEL91/Art A.6.1.3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement droit } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 d \sum u_i) = (1.5 \times 10) / (0.9 \times 7 \times 10.048) = 0.237$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrages des barres aux appuis [A.6.1, 21/BAEL 91] [3] :**

La longueur de scellement droit, correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = 8 \frac{400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \tau_s = 0.6\psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.84 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{cases}$$

• **D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22] [3] :**

La longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à $l_s = 30 \text{ cm}$

• **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t = 17\text{cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

- $$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{4} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

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

Avec $\eta=1,6$ pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

Et on : $\rho = (100 * A_s) / (b * d) = (100 * 2,01) / (100 * 7) = 0,287 \rightarrow$

$$\sigma_s = M_s / (\beta * d * A_s) = (0,7 * 10^6) / (0,9155 * 70 * 201) = 54,34\text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 54,34\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{ Mpa}$$

condition vérifiée

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15\text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{54,34}{44,17} = 1,23\text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,23\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

➤ **Schéma de ferrailage de l'acrotère :**

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement de 17cm.

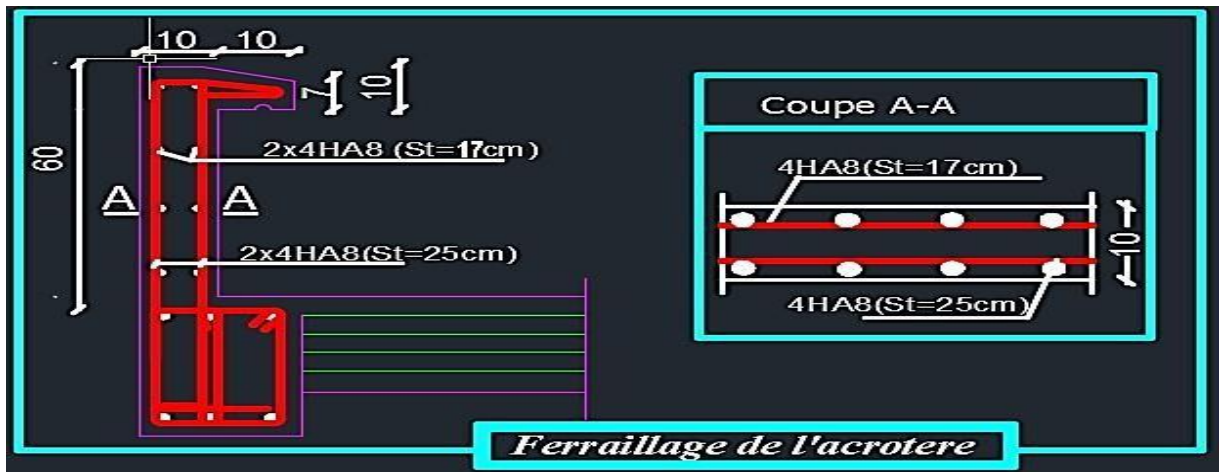


Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III 2. Balcon en Dalle pleine :

La dalle pleine est un élément horizontal en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur, coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de dalle est très utilisé dans l'habitat collectif.

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

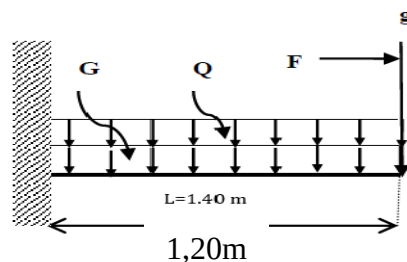
$$ep > L_0 / 10$$

$L_0 = 1.20$ m : portée libre.

ep : épaisseur de la dalle

$$Ep > \frac{1.50}{10} = 15 \text{ cm} \rightarrow ep > 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur : $ep = 15 \text{ cm}$



- Critère de résistance :

$$ep > \frac{Lx}{20} \quad \text{pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.}$$

$$\frac{Lx}{45} < ep < \frac{Lx}{40} \quad \text{pour les dalle une trois appuis ou sur quatre appuis avec } \rho > 0,4$$

Application numérique :

$$\text{Dalle sur deux appuis : } ep \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow ep \geq \frac{150}{20} \rightarrow ep \geq 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle sur trois appuis : } \frac{150}{45} < ep < \frac{150}{40} \rightarrow 3,33\text{cm} < ep < 3,75\text{cm}$$

- **Condition de résistance au feu :**

$e_p \geq 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$e_p \geq 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

$e_p \geq 17,5 \text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

e_p : épaisseur de la dalle pleine.

- **Isolation acoustique (règles techniques CBA 93) [5] :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de $\rho = 350 \text{ Kg/m}^2$.

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2$$

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e_p = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Finalement, la condition la plus défavorable étant celle de la résistance au feu, nous allons adopter une épaisseur des dalles pleines et des balcons de 15 cm.

Conclusion :

La dalle pleine aura une épaisseur de : $e_p = 15(\text{cm})$.

III.2.1 Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente :**
- **Charges uniformément réparties (G) :**
 $G = 6,59 \text{ KN / m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)
- **Charge concentrée (g) :**

N°	Désignation	Épaisseur [m]	pds volumique [KN/m³]	G [KN/m²]
1	Brique	0.1	9	0.9
y2	Enduit de ciment	(0.02×2) =0,04	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.1. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

- **Surcharge d'exploitation :**

- Charge d'exploitation du balcon $Q=3.5 \text{ kN/ml}$ (donnée par le DTR BC2.2)

- **Combinaison de charges :**

Le balcon travaille en flexion composée.

- **A l'ELU :**

- Dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 6,59 + 1,5 \times 3,5) \times 1m = 14,15 \text{ kN.m}$
- Garde-corps : $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN}$.

- **A l'ELS :**

- Dalle : $q_s = (G + Q) \times 1m = (6,59 + 3,5) \times 1m = 10,09 \text{ kN.m}$
- Garde-corps : $g_{s1} = G_1 = 1,62 \text{ kN}$.

III.2.2 Ferrailage du balcon :

- **Calcul des efforts internes :**

- **A l'ELU :**

- **Calcul du moment sollicitant :**

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = \frac{q l^2}{2}$

Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = g_{u1} \times L$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2$

$$M_u = \frac{14,15 \times 1,5^2}{2} + 2,19 \times 1,5 \quad M_u = 19,20 \text{ Kn.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times L + g_{u1}$$

$$V_u = 14,15 \times 1,5 + 1,62 = 22,85 \text{ KN}$$

- **A l'ELS :**

- **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = (q \cdot L^2)/2 + g_{s1} \cdot L = (10,09 \cdot [1,5]^2)/2 + 1,62 \cdot 1,5$$

$$M_s = 13,78 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \times L + g_{s1}$$

$$V_s = 10,09 \times 1,5 + 1,62 = 16,76 \text{ KN}$$

• **Ferrailage**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.5. Section de balcon [6].

Avec :

h : Epaisseur de la section (h =15 cm).

b : Largeur de la section (b=100 cm).

c : Enrobage (c = c'=2 cm).

d : Hauteur utile (h – c = 15 – 2 = 13 cm).

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

avec :

$$f_{bc} = (0,85 f_{c28}) / \theta \gamma = (0,85 * 25) / (1 * 1,5) = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / (b d f_{bc}) = (19,2 * 10^6) / (10^3 * 150^2 * 14,2) = 0,060 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{19,20 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 4,38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 25\text{cm}$.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}$.

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.3 Vérification :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL.91 modifié 99) [4]:**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

➤ **Vérification au Contrainte de cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) [4]:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration est préjudiciable

$$\bullet \quad V_u = 14,15 \times 1,5 + 1,62 = 22,85 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{22,85 \times 10}{1000 \times 150} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \{0,15 \times f_{c28} / \gamma_{bc} ; 4 \text{ MPa}\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition Vérifiée

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armateurs transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) [4] :**

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets Égaux, la formule devient :

$$r_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets. $\sum u_i$

$$= n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,85 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 15,07 \times 10} = 1,12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) [4] :**

Vérification de l'espacement

- Armatures principales :

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

- Pour les armatures de répartition :

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

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\Phi f_{te}}{4 \tau_{ts}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{ts} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

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

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

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) [4] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton (Art.A.4.5.2 du BAEL91) [3] :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

Avec :

- $M_s = 13,78 \text{ KN.m}$
- $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$
- $P_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,348$

$$p_1 = 0,348 \rightarrow \beta_1 = 0,9083 \rightarrow k_1 = 39,55$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,78 \times 10^3}{0,9083 \times 13 \times 4,52} = 258,189 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39,55} * 258,189 = 6,528 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
 $\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition verifie.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$

$$\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{13,78}{10 \times 9,4} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- Armatures principales : 4HA12 avec $e=25$ cm.
- Armatures secondaires : 4HA8 avec $e=25$ cm.

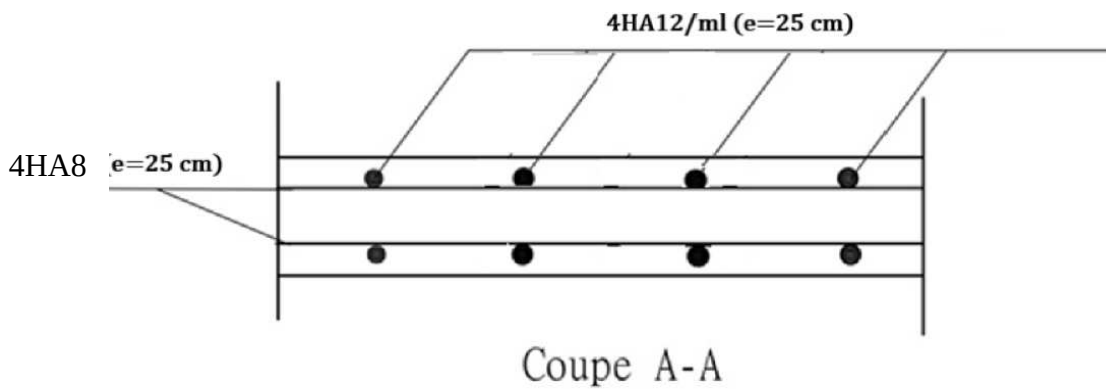


Figure III.5. Schéma de ferrailage de balcon en dalle pleine.

III.3 Les escaliers

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

La tour comporte d'un seul type d'escalier, il possède deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire). Il est en béton armé coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques. Les principes termes utiles sont illustrés sur la figure III-1 :

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type du bâtiment.

➤ **Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques :**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit les pieds, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux Marches, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- Le giron (g) : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées.
- L'embranchement : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

- Échappée : hauteur libre de passage sous un obstacle. 2 m en minimum de la face supérieure du nez d'une marche d'escalier.
- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.
- Reculement (développement) : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

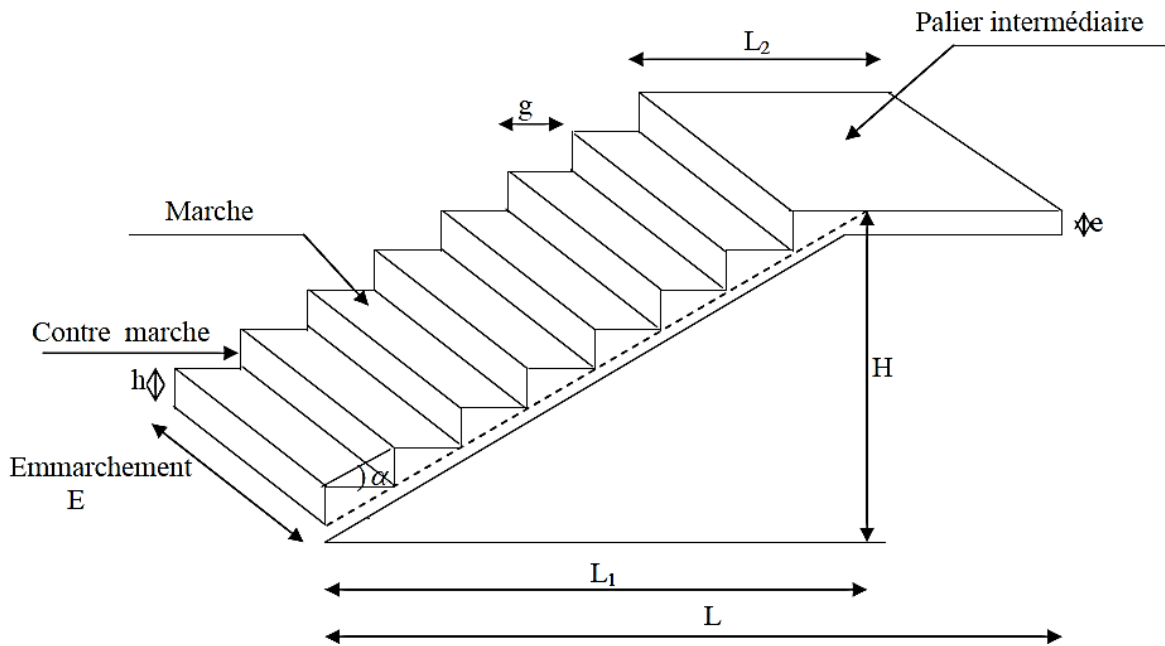


Figure III.6. Coupe verticale de l'escalier [6].

III. 3-1. Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron(g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de « BLONDEL » [17]:

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

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

$$\begin{cases} h: \text{la hauteur de la contre marche} & 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ g: \text{le giron} & 22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marche : $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier ; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

➤ **Application :**

Le Nombre de contre marches (n) est donnée par :

$$n = H/h$$

Nous avons la hauteur d'étage $H = 3,06$ m :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contres marches}$$

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillassees identiques, On aura alors ; $n = 9$ contre marches pour toutes les volées → donc : $m = n - 1 = 8$ marches.

• **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donnée par la formule suivante : $g = L/n - 1$

$$\text{On a : } L = 2.40\text{m} \quad g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \quad g = 30\text{cm}.$$

Avec la relation de BLONDEL[17] :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

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.

L'emmarchement est de 130cm.

La longueur de la ligne de foulée : $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}.$

Giron G	$22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$	30cm
Hauteur d'une contre marche h	$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	17cm
Condition de BLONDEL	$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$	64cm
H auteur d'une volée H	/	153cm
L'emmarchement E	/	130cm
La longueur de ligne de foulée	$g (n-1)$	240cm

III.3.2. Pré dimensionnement des sollicitations de calcul :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et d dont l'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) doit vérifier :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L' + L_2.$

L1 : longueur de la paillasse projetée.

L2 : longueur du palier.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{Cos} 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L2 = 284,59 + 130 = 414,59 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

:

Donc l'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{414,59}{30} \leq ep \leq \frac{414,59}{20}$$

$$13,82 \leq ep \leq 20,73 \quad \text{On prend : } ep = 18 \text{ cm}$$

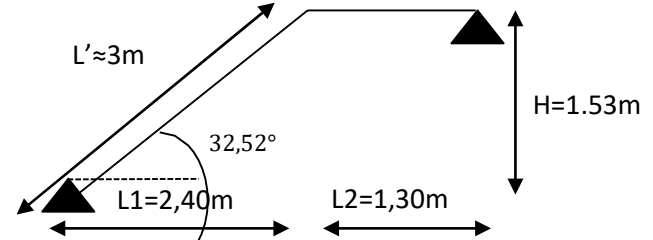


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier.

III.3.3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

➤ Charges permanentes :

• Palier :

- poids propre du palier: $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 [\text{KN/ml}]$.
- Poids de revêtements :
 - carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$.
 - mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$.
 - lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$.
 - enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$.

Donc on a : $G_{\text{palier}} = 5,19 [\text{KN/ml}]$

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,15 = 3,75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) ($0,44+0,44+0,36+0,2$)	1.44
Charge permanente totale.	$G1=5.19$

Tableau III.1: Charge totale du palier.

- **La paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.18 / \cos(32,51) = 5,34 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la marche : $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
- Poids de revêtements :
 - carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
 - mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
 - lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$
 - Poids du garde-corps : $0,2 [\text{KN/ml}]$
 - enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a : $G_{\text{paillasse}} = 9,10 [\text{KN/ml}]$

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable+ garde-corps + enduit) $(0.44+0.44+0.36+0.2+0.2)$	1.64
Charge permanente totale.	G2=9,10

Tableau III.2: Charge totale de la volée.

➤ **Les Surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2[2] est :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.4.4. L'état limite ultime(ELU) :

le calcul se fera pour une bonde de 1m.

➤ **Combinaison des charges :**

- **E.L.U**

$$\begin{cases} \text{la paillasse : } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9,1 + 1.5 \times 2.5) = 16,03 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Schéma statique à ELU

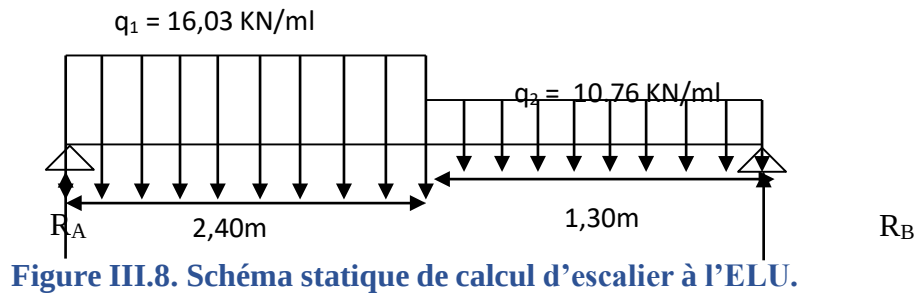


Figure III.8. Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Réaction d'appui

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2,4q_1 + 1,30q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 16,03 + 1,30 \times 10,76$$

$$R_A + R_B = 52,46 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2,4 \times (2,4/2) + q_2 \times 1,30 \times ((1,3/2) + 2,4)$$

$$R_B \times L = 16,03 \times 2,4 \times 1,2 + 10,76 \times 1,30 \times 3,05$$

$$R_B = \frac{88,83}{3,7} = 24,008 \text{ KN.} \Rightarrow R_B = 24,008 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52,46 - 24,008 = 28,452 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 28,452 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

• Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2,4	RA – q ₁ x	0	28,452
	28,452 – 16,03x	2,4	-10,02
0 ≤ x ≤ 1,30	q ₂ x – RB	0	-24,008
	10,76x – 24,008	1,30	-10,02

Tableau III.3.des efforts tranchants.

• Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	RA x – (q ₁ x ²) / 2	0	0
	28,452x – (16,03x ²) / 2	2,4	22,12
0 ≤ x ≤ 1,30	RB x – (q ₂ x ²) / 2	0	0
	24,008x – (10,76x ²) / 2	1,30	22,12

Tableau III.4.des Moments fléchissant.

La valeur maximale du moment $M_z(x)$

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \longrightarrow 28,452-16,03x = 0$$

Donc $x = 1,77$ m et $M_z^{\max}=25,25$ KN.m

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -7,58$

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 21,47$

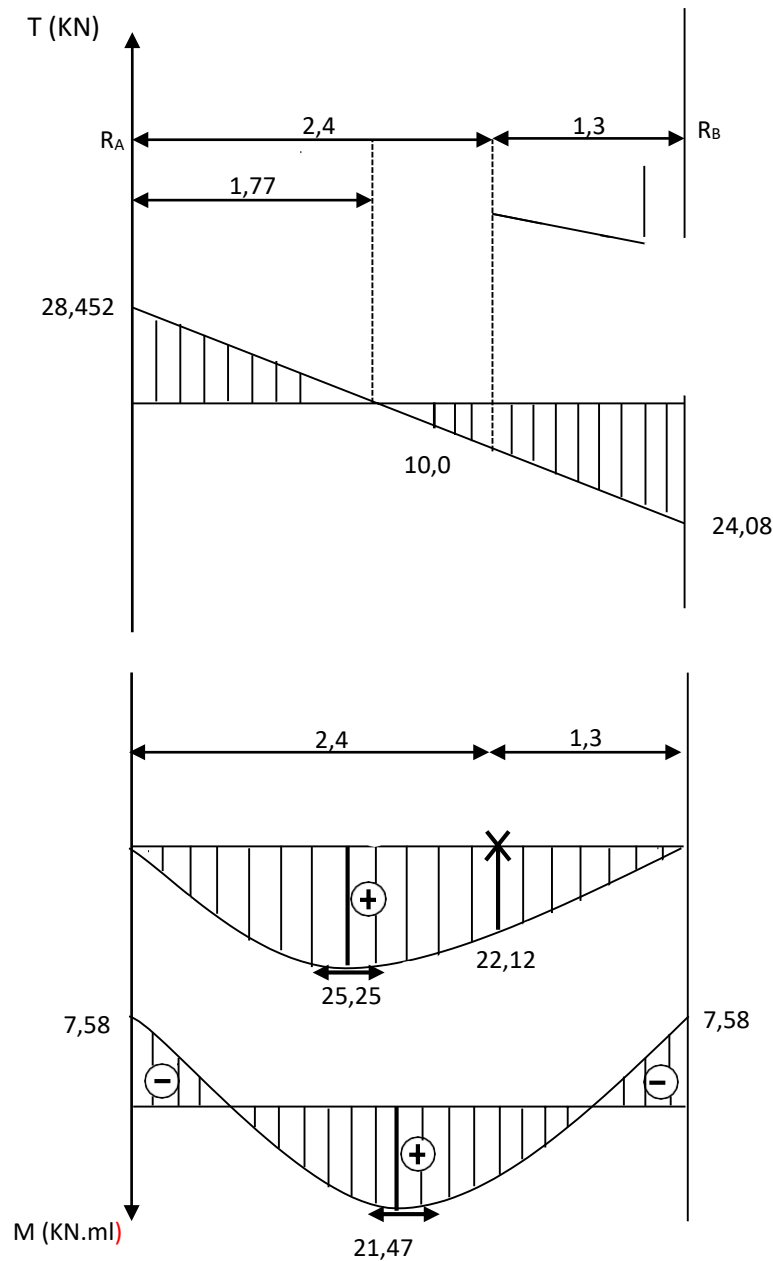
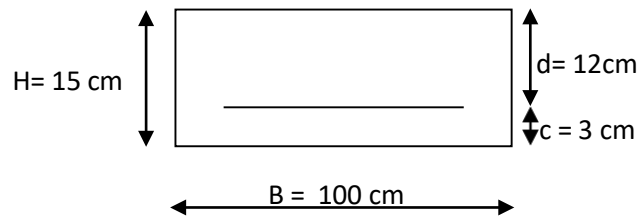


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

➤ Calcul des armatures :

• Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une poutre de 1m, $d = 12\text{ cm}$



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21,47 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.105 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.105 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,47 \times 10^3}{0.956 \times 12 \times 348} = 5,38 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$M_a = 7,58 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.58 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.58 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.84 \text{ cm}$$

Soit : $A_{a \text{ dop}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armature de répartition :

En travée: $A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$

Aux appuis: $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$

On opte pour une section $4\text{HA}8/\text{m} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $e = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification (Art. A2.2 BAEL 91) [3] :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Écartement des barres (Art A.8.2.42/BAEL91) [3] :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée : $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Armature de répartition :**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Appuis : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

Dans notre cas : $V_{u \max} = 28,452 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,452 \times 1000}{1000 \times 120} = 0,237 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91) [3] :**

On doit vérifier que

$$r_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$r_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 28,452 [\text{KN}]$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 1,0$$

$$\sum U_i = 12,56 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{28,452 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 2,097 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\tau = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 2,097 \text{ [MPa]} < \tau = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4 b a \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0,9d = 10,8 \text{ cm}$

$$T_u = 28,452 \leq 0,4 \times 100 \times 10,8 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 29,89 \text{ KN} < 720 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de longueur d'encrage :**

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23) [3].

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc : $L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : } L_s = 42 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0,4 L_s = 16,8 \text{ cm}$ soit 17 cm.

➤ Vérification à l'ELS :

➤ Réaction d'appuis :

$$l'ELS \begin{cases} \text{la paillasse: } q_{u1} = G + Q = (9,1 + 2,5) = 11,6 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_{u2} = G + Q = (5,19 + 2,5) = 7,69 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Réaction d'appui :



$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2,4q_1 + 1,30 q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 11,6 + 1,30 \times 7,69$$

$$R_A + R_B = 37,84 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_2 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 2,4 \right)$$

$$R_B \times L = 11,6 \times 2,4 \times 1,2 + 7,69 \times 1,30 \times 3,05$$

$$R_B = \frac{63,90}{3,7} = 17,27 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad R_B = 17,27 \text{ KN.}$$

$$R_A = 37,84 - 17,27 = 20,57 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad R_A = 20,57 \text{ KN.}$$

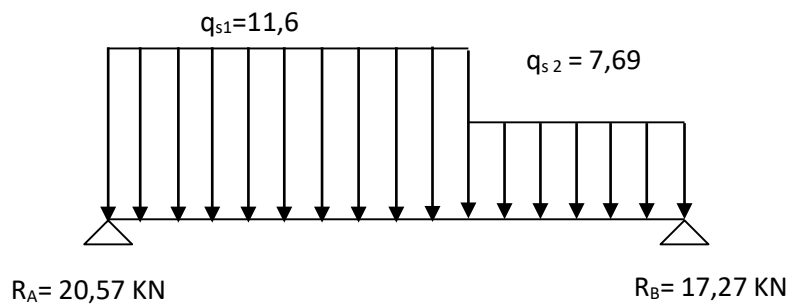


Figure III.10. Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-11,6x + 20,57$	0	20,57
		2,4	-7,27
$0 \leq x \leq 1,30$	$7,69 x - 17,27$	0	-17,27
		1,30	-7,27

Tableau III.5.des efforts tranchant.

➤ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-(11,6x^2) / 2 + 20,57x$	0	0
		2,4	15,69
$0 \leq x \leq 1,30$	$-(7,69x^2)/2 + 17,27 x$	0	0
		1,30	15,95

Tableau III.6.des moments fléchissant.

La valeur maximale du moment M_z (x)

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow 20,57 - 11,6x = 0$$

$$\text{Donc } x = 1,77 \text{ m et } M_z^{\max} = 18,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3 M_{\max}^{\max} = -5,43$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M_{\max}^{\max} = 15,38$$

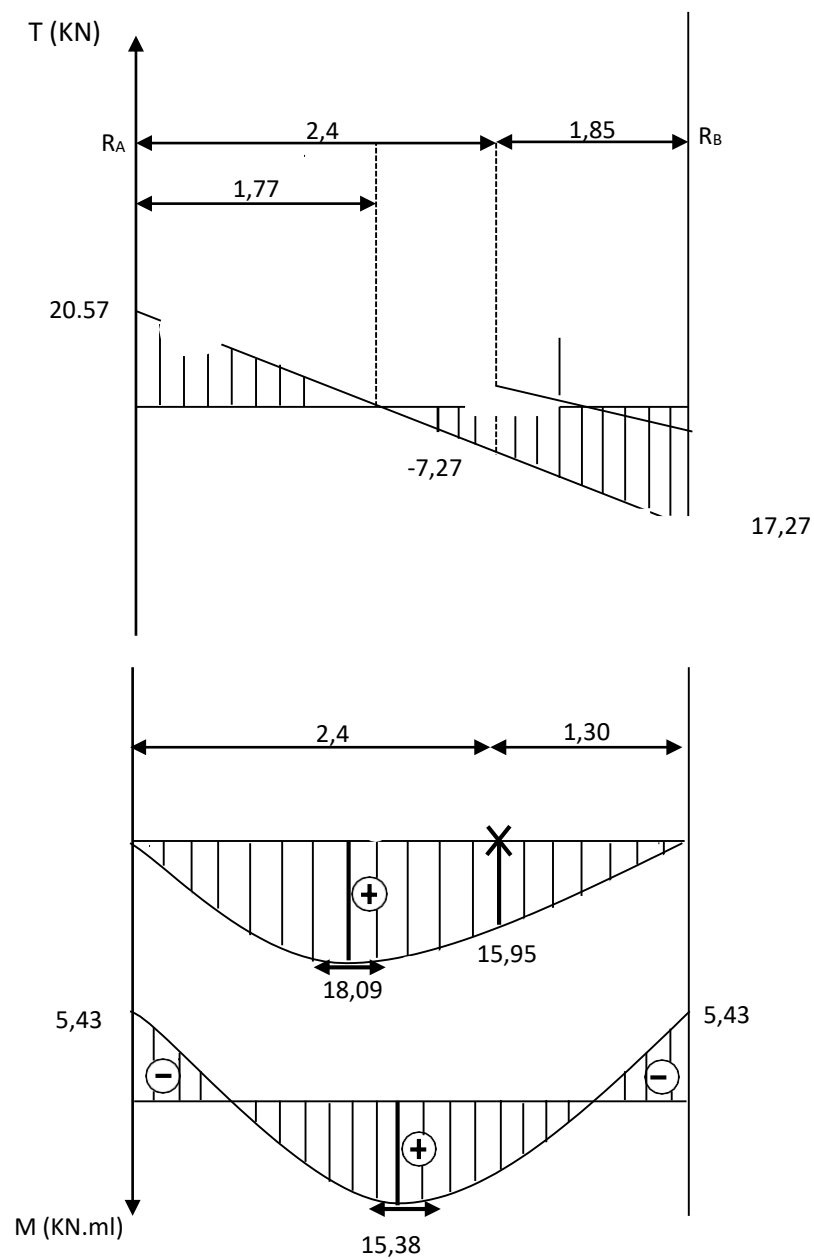


Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

➤ **Vérification de l'ELS :**

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_t$

• **Contrainte de compression du béton :**

Aux appuis :

$$M_a = 5,43 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \longrightarrow \beta_1 = 0,930, K_1 = 56,43$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{5,43 \times 10^3}{0,930 \times 12 \times 3,14} = 154,95 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 154,95 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_t = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56,43} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 154,95 = 2,63 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 15,38 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47, \beta_1 = 0,905, K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{15,38 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 5,65} = 250,66 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 250,66 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,026 \times 250,66 = 6,52 \text{ [MPa]} < \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3) [4] :**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) [3] :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,7}{f_e}$$

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

Avec : h : Hauteur de la poutre.
 L : Longueur libre de la plus grande travée.
 fe : Limite d'élasticité de l'acier.
 A : Section d'armature en travée.
 Mt : Moment max en travée.
 M0 : Moment max isostatique.

➤ **Vérification :**

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 370 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 15,38 \text{ KN m}; \quad M_0 = 18,09 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,040 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15,38}{10 \times 18,09} = 0,085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{3,7}{f_e} = 0,0092 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < f = \frac{L}{500}$$

Avec :

Ev : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu\lambda v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,74$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26[\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 5,65(7,26 - 3)^2$$

$$I_0 = 29749,41 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 250.66[\text{MPa}]$$

➤ **Calcul des paramètres :**

$$\rho = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,2}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0047} = 1,79$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 250.66 + 2,1} = 0,46$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 29749,41}{1 + 0,46 \times 1,79} = 17946,88[\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{5,65 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,86 \times 17946,88 \times 10^4} < f = \frac{3700}{500}$$

$$f_v = 3.98[\text{mm}] < \bar{f} = 7,4 [\text{mm}] \quad - \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III. 3. Calcul du plancher :

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et des dalles pleines qui seront prévues pour les balcons

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entres axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16 cm.

III.2.1 Étude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par BAEL 91 (Art B.6.8, 423)

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA5 = 0,78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 4HA5 = 0,78 \text{ cm}^2$ avec $e = 25 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous optons, pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4 x 4 x 250 x 250)

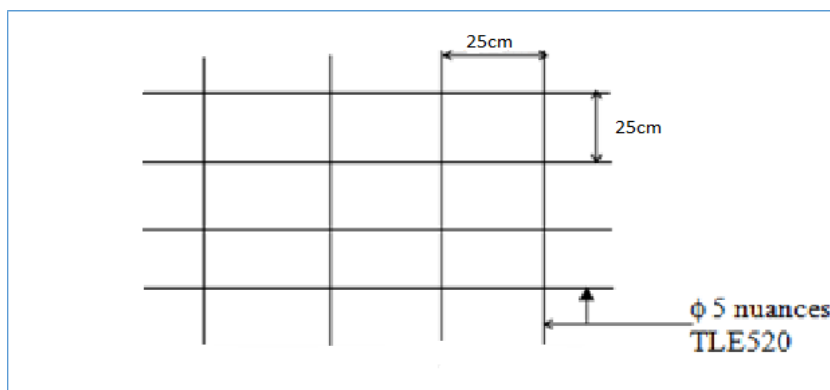


Figure III.11. Ferrailage de la dalle de compression.

III. 3.1 Détermination de largeur de la table de compression (Art A.4.1.3 / BAEL 91) [3]:

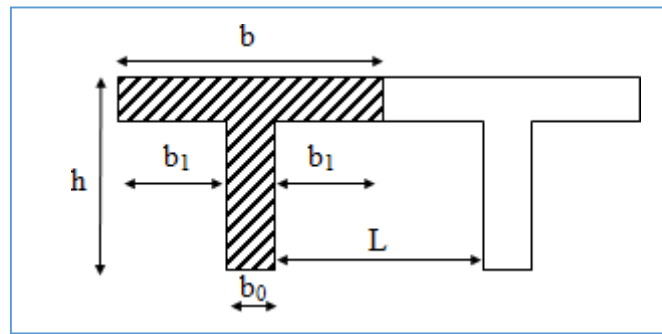


Figure III.12. Schéma de la table de compression [6].

Avec :

$h = (16+4) = 20$ cm..... hauteur du plancher.

$h_0 = 4$ cm..... épaisseur de la dalle de compression.

$C = 3$ cm enrobage.

$b_0 = 12$ cm largeur de la poutrelle.

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6h_0\right) \leq b_1 \leq 8h_0$$

Avec : L : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$L = 440 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{440}{10}, 24\right) \leq b_1 \leq 32$$

$$b_1 \leq \min(26,5 \text{ cm}; 44 \text{ cm}, 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

III.2.2. Étude des poutrelles :

➤ Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+4$ cm

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

- **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- **Charge permanente G :**

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ ml.}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ ml.}$

Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ ml.}$

Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ ml.}$

Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q.$$

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

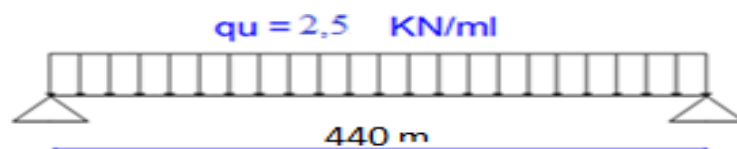


Figure III.13. Schéma de calcul de la poutrelle.

- **Le moment maximal en travée :**

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,40^2}{8} = 6,05 \text{ KN.ml}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,40}{2} = 5,5 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit : l'enrobage $c = 3 \text{ cm.}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm.}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot fbc} = \frac{6,05 \times 10^5}{12 \times 10^2 \times 14,2} = 3,55$$

$$\mu_b = 3,55 > \mu_l = 0,392 \quad (SDA)$$

Conclusion

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

On opte pour 4 étais par m².

- **2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, de section en T.

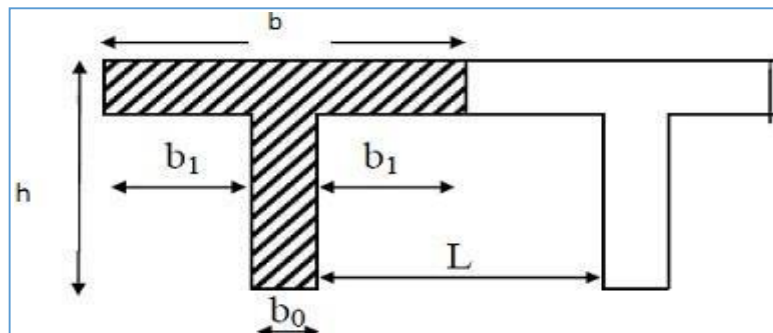


Figure III.14. Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression [6].

➤ **Poids du plancher repris par la poutrelle :**

- **Plancher étage courant :**

Charges permanentes : $G = 5,78 \times 0,65 = 3,75 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher étage de service (habitation et bureautique)**

:Charges permanentes : $G = 5,78 \times 0,65 = 3,75 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes : $G = 6,53 \times 0,65 = 4,24 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$

➤ **Combinaison de charges :**

- **Plancher étage courant :**

ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 0,975 = 6,53 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,75 + 0,975 = 4,73 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher RDC (commerce) :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1,625 = 7,5 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,75 + 1,625 = 5,375 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher étage de service (étage 1) :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1,625 = 7,5 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,75 + 1,625 = 5,375 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher sous terrasse :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,24 + 1,5 \times 0,65 = 6,7 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 4,24 + 0,65 = 4,89 \text{ KN/ml}$.

On constate que le chargement pour les planchers RDC et étage 1 sont les plus défavorables, Donc on utilisera pour le calcul du ferrailage les valeurs qui leurs correspondent.

III. 4.2 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire [Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99] [4] :**

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :**

- **Condition 1 :**

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q \leq (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 3,75 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \leq (7,5 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition 2 :**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) → Condition vérifiée

- **Condition 3 :**

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L ₁	3,85	0,895	Condition vérifiée
L ₂	4,30		
L ₂	4,30	2,097	Condition non vérifiée
L ₃	2,05		
L ₃	2,05	0,476	Condition non vérifiée
L ₄	4,30		
L ₄	4,30	1,102	Condition vérifiée
L ₅	3,90		

Tableau III.7. Rapport des portées successives.

- **Condition 4 :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → Condition vérifiée.

Conclusion :

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Méthode des 3 moments :**

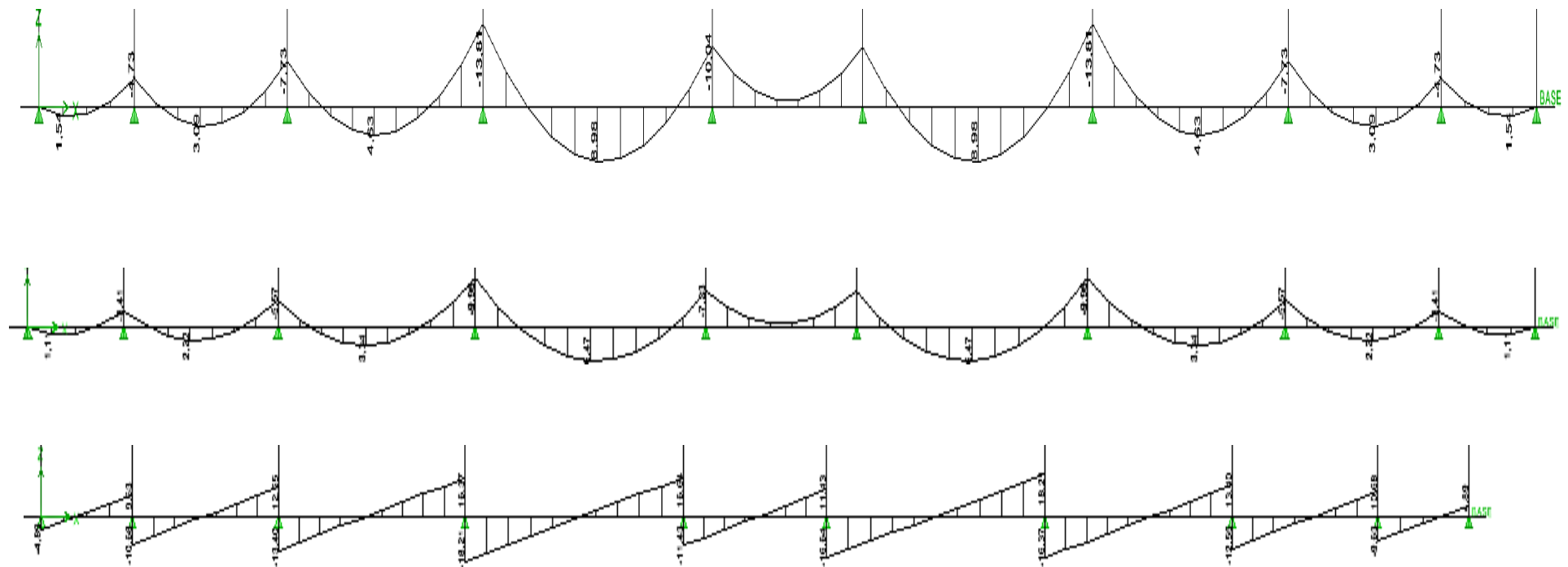
C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

A l'aide de logiciel de calcul des structures ETABS on obtient les valeurs suivantes :

Dans notre structure ont à 4 cas à étudier :

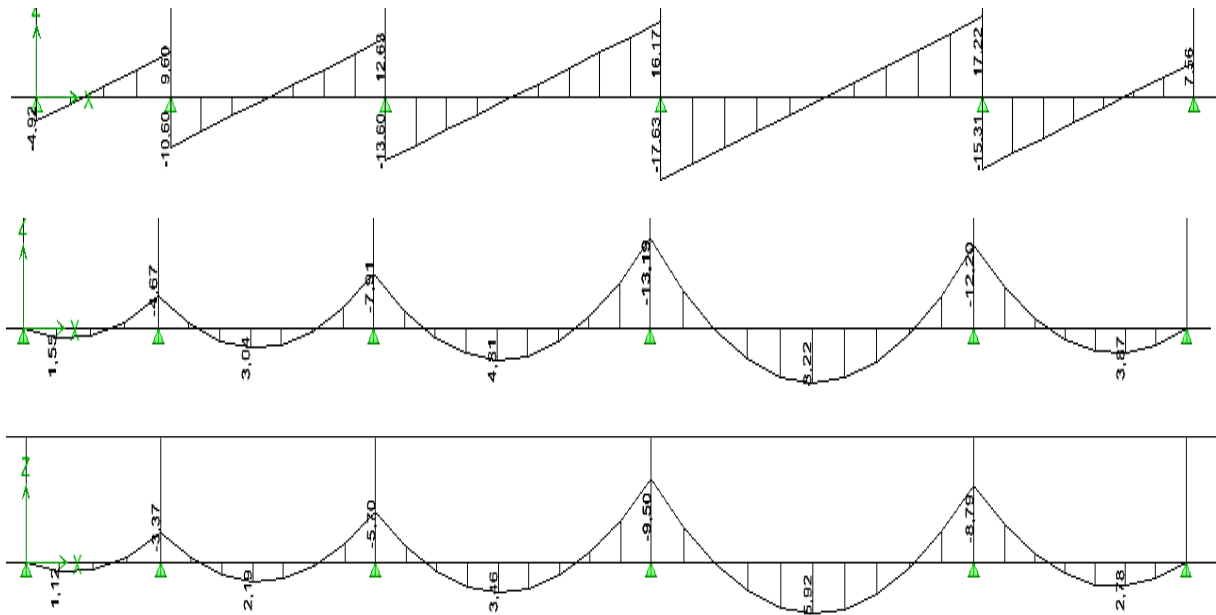
• **1^{er} cas :**

Une poutre repose sur 09 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



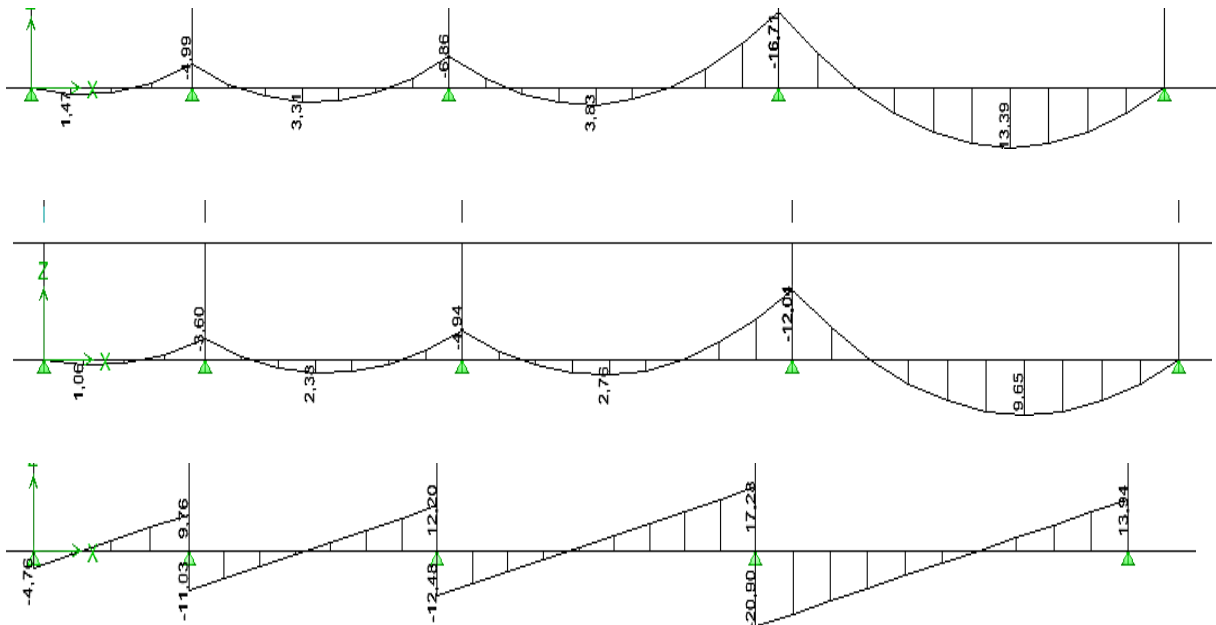
• 2^{eme} cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 05 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



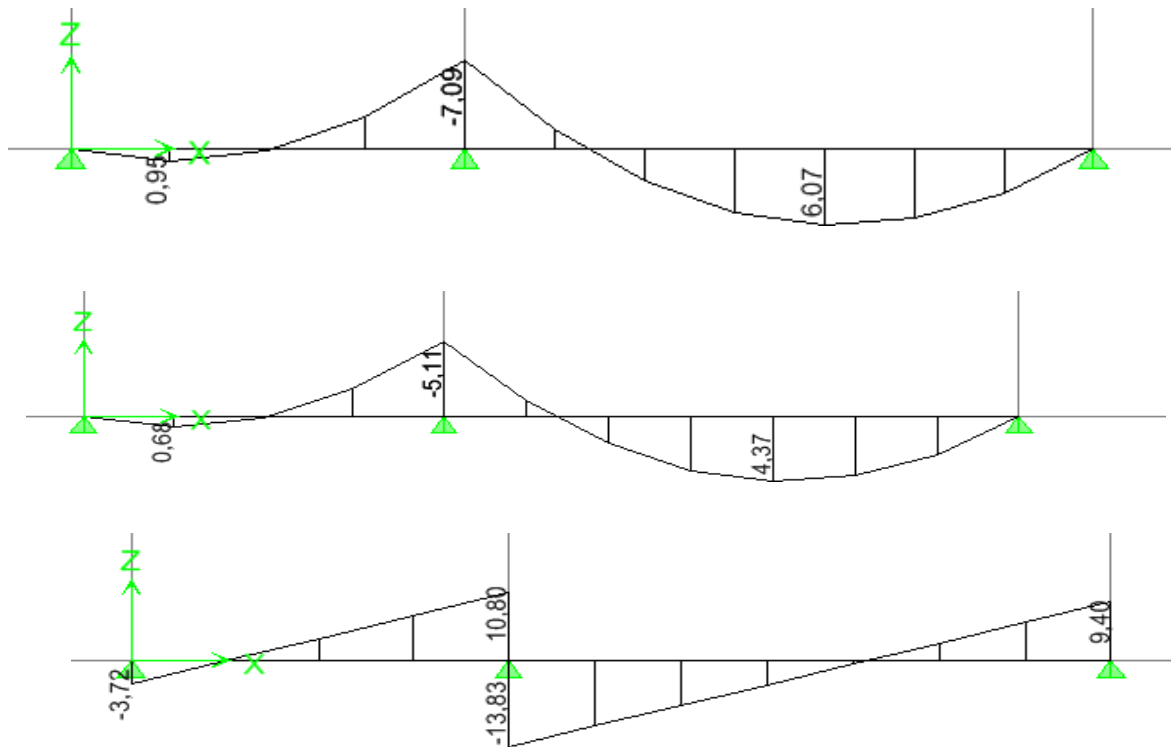
• 3^{eme} cas :

Une poutre repose sur 04 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



- 4^{eme} cas :

Une poutre repose sur 04 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 7,33$	$M_{\max}^a = 5,35$
$M_{\max}^t = 10,84$	$M_{\max}^t = 7,91$
$T_{\max} = 16,67$	

III. 3.3 Calcul des armatures :

➤ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 3\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 17\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

➤ **Moment résistant :**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 55,38 \text{ KN.m}$$

$M_f = 12,26 < M_0 = 55,38 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,84 \times 10^2}{0,980 \times 17 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$.

$b_0 = 12\text{cm}$, $c = 3\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 17\text{cm}$.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,33 \times 10^2}{12 \times (17)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,150$$

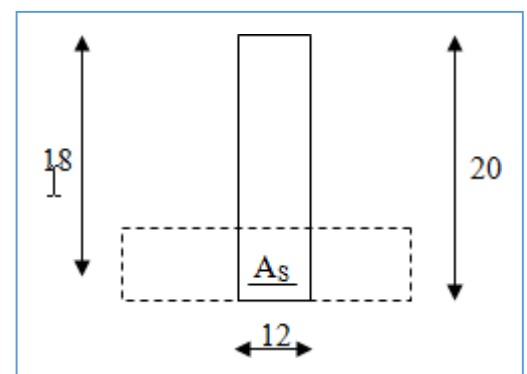
$$\mu = 0,150 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,150 \rightarrow \beta = 0,840$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{7,33 \times 10^2}{0,840 \times 17 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 + 1\text{ha}12 = 2,26 \text{ cm}^2$



III.3.3. Vérifications à L'ELU :

➤ **Vérification à la condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1) [3] :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 0,246 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,318 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} , donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.211) :**

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_u = 16,67 \text{ KN}$$

➤ **Pour les fissurations peu préjudiciables :**

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

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,67 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant (BAEL91 Art A.5.1.313) :**

- **Au niveau des appuis de rive :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{2 \times 16,7 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 170} = 1,82 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

.Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91 Art A.5.1.321) [3] :

$$0,9 \times d \times V_u = 0,9 \times 0,17 \times 16,67 = 2,55 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,26 \text{ KN.m} > 2,55 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1. 313) [3]:**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 16,67 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 170} = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$1,82 \text{ Mpa} < 13.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Section minimale d'armatures inférieures sur appui (BAEL 91 Art A.5.1.313) [3] :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 16,67 = 0,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > 0.06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte minimale de compression sur appui (BAEL91 Art A.5.1.322) [3] :**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{16,67 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 170} = 0.907 \text{ MPA}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPA}$$

$$0.907 \text{ MPA} < 21.67 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91 Art A.6.1) [3] :**

- **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :**

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

- **La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :**

$$r_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20,9 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 75,36} = 1,62$$

$$r_u = 1.62 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{r}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres (BAEL91/Art A.6.1,23) [3] :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$$

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

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4 L_s$

$$L_a = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

- Calcul des armatures transversales :
- Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91 Art A.7.2.12) [3].

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \Phi \right\} = \min \left\{ \frac{12}{10}; \frac{24}{35}; 12 \right\} = 0,69 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

- La section des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = 15,3 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.7 Vérifications à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

➤ **État limite de résistance de béton en compression :**

$$\text{La contrainte de compression dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 17} = 1,152 \rightarrow \beta_1 = 0,859 \rightarrow K1 = 20,46$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_t \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,91 \times 10^6}{0,859 \times 170 \times 235} = 230,50 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{230,50}{20,46} = 11,30 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 1 \phi 12 + 1 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 17} = 0,991 \rightarrow \beta_1 = 0,861 \rightarrow K1 = 16,677$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,35 \times 10^6}{0,861 \times 190 \times 226} = 144,65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{144,65}{20,47} = 7,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.4.5.3.2) [3] :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **État limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL91 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec : L = 400cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 24cm (hauteur totale de la poutrelle).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{0,21}{4,40} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{h}{2L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{0,21}{4,8} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{9,65}{10,84} \rightarrow 0,044 \geq 0,043 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 17} = 0,0089 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

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

III. 5 Planchers en dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

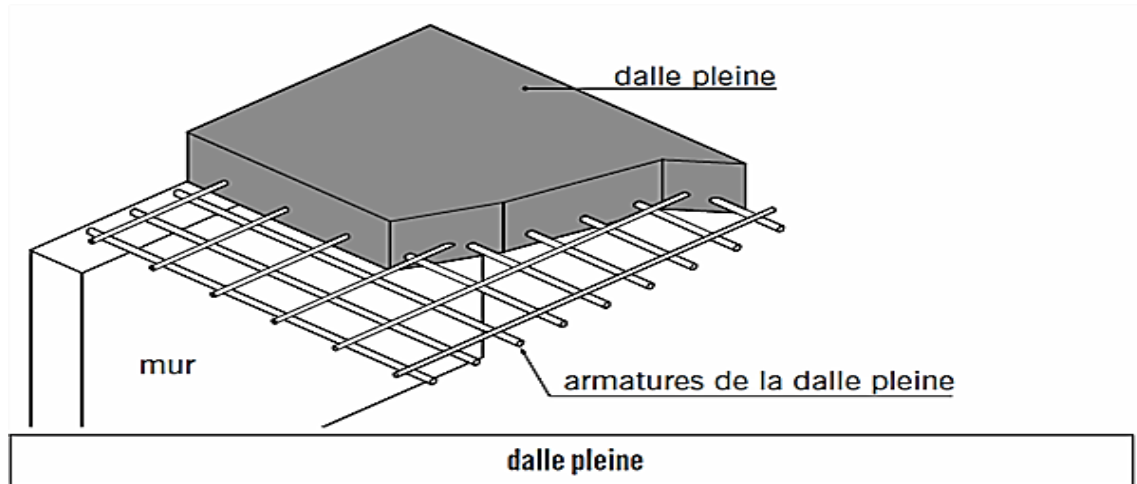


Figure III.15. Dalles pleines .

III.5.1 Dimensionnement de la dalle :

L_x : La plus petite dimension du panneau.

L_y : La plus grande dimension du panneau.

$L_x = 2,30$ m.

$L_y = 3,15$ m.

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

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{230}{30} = 7,66 \text{ cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99 Version 2003**) [1], nous adoptons une hauteur Epaisseur de la dalle $h_t = 15$ cm

➤ Principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2)$$

$$\{M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2)$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports V/Ly , U/Ly

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

P : intensité de la charge concentrée ; $V_0 = 80\text{cm}$
 $U_0 = 80\text{ cm}$

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 (\xi \times e + h/2) = U_0 + 2e + ht \\ V = V_0 + 2 (\xi \times e + h/2) = V_0 + 2e + ht \end{cases}$$

h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15\text{ cm}$)

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

ξ : Coefficient de revêtement. $\Rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$$\begin{cases} U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{ m} \\ V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{ m} \end{cases}$$

➤ Détermination des sollicitations :

Poids propre de la dalle $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75\text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur) .La surcharge $Q = 1\text{KN/ml}$

➤ A l'ELU :

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5\text{ KN/ml}$ (Charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56\text{ kn/ml}$ (Charge uniformément répartie)

➤ A l'ELS :

$$P_s = P = 90\text{ KN.}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75\text{ KN}$$

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99[4].

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}, \text{ avec } l_x < l_y$$

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{2,30}{3,15} = 0,73 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0,4 \leq \rho = 0,7 \leq 1$: le panneau de dalle travail dans les deux sens.

- $U_{lx} = 105\,230 = 0,5 \rightarrow \rightarrow \rightarrow$ $M1 = 0,124$
- $\frac{V}{ly} = 105\,315 = 0,3 \rightarrow \rightarrow \rightarrow$ $M2 = 0,086$

Alors :

$$M_{x1} = P_u(M1 + v M2) = 121,5 \times (0,124 + 0) = 15,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u(M2 + v M1) = 121,5 \times (0 + 0,086) = 10,4 \text{ KN.M}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions, Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91modifié99) [4].

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec :

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x .

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y .

μ_x et μ_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et v .

$$\rho = 0,73$$

$$v=0$$

Donc :
KN.m

{

$$\mu_x = 0,0646$$

$$M_{x2} = 0,0646 \times 6,56 \times 2,5^2 = 2,65$$

$$\mu_y = 0,479$$

$$M_{y2} = 0,479 \times 2,65 = 1,27 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,1 + 2,65 = 17,80 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,4 + 1,27 = 11,67 \text{ KN m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

En travées $M_x^t = 0,85 * 17,8 = 15,13$

Aux appuis $M_x^a = -0,3 * 17,8 = -5,34$

Sens L_y :

En travées $M_y^t = 0,85 * 11,67 = 9,92$

Aux appuis $M_y^a = -0,3 * 11,67 = -3,5$

III.5.2 ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Détermination de la section des armatures :**

• **Dans le sens de la petite portée (X-X) :**

En travée :

On a: $d = h - c = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ $M_x^t = 15,13 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,13 * 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,064$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,13 * 10^3}{0,967 \cdot 13 \cdot 348} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_x^a = -5,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,34 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,022$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,34 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 13 \cdot 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- Dans le sens de la grande portée (Y-Y) En travée :
- En travée

$$M_y^t = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,92 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,042$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,92 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 13 \cdot 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_y^a = -3,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,014$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,5 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13 \cdot 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) [4]**

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{Ax}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3-p)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3-p)}{2} * b \cdot h \\ \text{et } W_y = \frac{Ay}{b * h} \geq p_0 \end{array} \right\}$$

• **Sens (X-X) :**

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right]$$

$$\rightarrow A_{min}^x \geq 0,0008 * \frac{1}{2} * (3 - 0,73) * 100 * 15 = 1,36 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{min}^x = 1,36 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{min}^x = 1,36 \text{ cm}^2 < A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (Y-Y) :

$$W_y = \frac{A_{min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \rightarrow A_{min}^y \geq 0,0008 * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacements des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42) [4] :**

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

• **Armatures en travée**

$$\text{Sens (X-X)} : St \leq \min \{ 3h; 33\text{cm} \}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 60\text{cm}, 33\text{cm} \} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens (Y-Y)} : St \leq \min \{ 4h; 45\text{cm} \}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 80\text{cm}, 45\text{cm} \} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures aux appuis :**

$$\text{Sens (X-X)} : St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens (Y-Y)} : St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.7.21) [4] :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{\phi_{max}}{10} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\phi_{max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91 modifié 99 (Art A.5.2.2) [4]:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

- **Au milieu de U :**

$$Vu = \frac{Pu}{2U+V}$$

$$Vu = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kn}$$

- **Au milieu de V :**

On a

$$Vu = \frac{Pu}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$Vu = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{38,57 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,285 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1,167 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3) [4].**

- Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$

- Ψ_s : Coefficient de scellement.

- $\Psi_s = 1,5$ pour les H.A

- $\Psi_s = 1$ pour les R.L

- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

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

$$\text{➤ } T_{se} = T_u / 0.9 \text{ d } \sum u_i$$

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque :

Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

Dans le sens x-x

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 4.64 \times 10 = 185.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 185.6} = 1.28 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens y-y

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.89 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Longueur du scellement droit BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22) [4] :

$$\bullet \quad \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad L_s = \frac{F_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \phi \quad \text{avec} \quad L_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35, 27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.5.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

• Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$\bullet \quad M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.134 + 0.2 \times 0.101) = 13.87 \text{ kN.m}$$

$$\bullet \quad M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 (0.101 + 0.2 \times 0.134) = 11.50 \text{ kN.m}$$

- Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \rho = 0,8 \\ \bullet v = 0,2 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \mu_x = 0,0632 \text{ (RPA99Version2003/ Tabl 1.3) [3]} \\ \bullet \mu_y = 0,710 \end{array} \right.$$

$$\bullet q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,6 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (2,5)^2 = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{x2} = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,710 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,710 \times 1,87 = 1,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 1,32 \text{ kN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,87 + 1,87 = 15,74 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,50 + 1,32 = 12,82 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

En travées

$$M_x^t = 0,85 \times 15,74 = 13,37 \text{ kN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0,3 \times 15,74 = -4,72 \text{ kN.m}$$

Sens L_y :

En travées

$$M_y^t = 0,85 \times 12,82 = 10,90 \text{ kN.m}$$

Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 \times 12,82 = -3,85 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures BAEL91**

modifié 99(Art. A.4.5.3) [4] :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2) [4] :**

Dans le sens x-x

• **Contrainte dans l'acier :**

En travée

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$M_t = 13,37 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$k_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13,37 \times 10^6}{0,896 \cdot 130 \cdot 452} = 236,66 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 236,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236,66}{33,08} = 7,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$M_t = 4,72 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$k_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,896 \cdot 130 \cdot 452} = 89,65 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 89,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{89,65}{33,08} = 2,71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Dans le sens y-y

En travée

$$M_{ax}=3,85 \text{ kN.m. } A_a=3,14\text{cm}^2$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$k_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,85 \times 10^6}{0,973 \cdot 130,452} = 51,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 51,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,25}{170,2} = 0,30 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 10,90 \text{ kN.m. } A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \rightarrow k_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{10,90 \times 10^6}{0,973 \cdot 130,452} = 190,65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 190,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190,65}{170,2} = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

En travées

$$4\text{HA}12 \text{ (sens x-x)} \quad S_t=25\text{cm}$$

$$4\text{HA}12 \text{ (sens y-y)} \quad S_t=25\text{cm}$$

Aux appuis

$$4\text{HA}10 \text{ (sens x-x)} \quad S_t=25\text{cm}$$

$$4\text{HA}10 \text{ (sens y-y)} \quad S_t=25\text{cm}$$

• **III. 6 Dalle sur 4 appuis :**

$$L_x = 1.70\text{m}$$

$$L_y = 2.25\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.25} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaillent selon 2 sens}$$

$$G = 5.42 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \rightarrow q_u = 12.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \quad \rightarrow q_s = 8.92 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bonde de 1ML on a :

$$q_u = 12.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.92 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \mu_x = 0.0622 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.509$$

A l'ELS :

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \mu_x = 0.0685 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.644$$

A l'ELU :

$$M_0^x = \mu_x q_u * l_x^2 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 1,14 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 = 1.76 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 1,13 \text{ KN/ml}$$

Moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.91 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.5 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t^y = 0.96 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = -0.3 \quad m_0^x = -0.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a^y = -0.3 \quad m_0^y = -0.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELS :

$$M_a^x = -0.3 \quad m_0^x = -0.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a^y = -0.3 \quad m_0^y = -0.33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens // l_x :

$$d = e - c = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.005$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1797 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.91 \times 10^{-3}}{0.1797 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A < A_{tx}^{min} \dots \dots \dots \text{On ferraille avec } A_{tx}^{min}$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e; 25 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(45; 25 \text{ cm}).$$

$S_t = 25\text{cm}$ condition vérifiée.

Sens // I_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.002$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1498 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.96 \times 10^{-3}}{0.1498 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\{e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \Rightarrow A_{ty}^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}\}$$

$$A_{ty}^{min} > A \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e; 25\text{cm})$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1799 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = 0.08 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\{e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \Rightarrow A_{ty}^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}\}$$

$$A_{ty}^{min} > A \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33\text{cm})$$

Vérification à L'ELU :

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \tau_u = \frac{v}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_x = q_u \frac{l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.07 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.04 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.04 < 1.167 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{pas de rupture par cisaillement})$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Sens //x :✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 542.7 = 0$$

$$y = 3 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3^3 + 15 \cdot 2.36(18-3)^2$$

$$I = 8865 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 2.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.80 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 542.7 = 0$$

$$y = 3 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3^3 + 15 \cdot 2.36(18-3)^2$$

$$I = 8865 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

Position e l'axe neutre :

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

Le moment d'inertie :

$$I=8856\text{cm}^4$$

Sens // Lx : $\sigma_{bc}=0.28\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$ condition vérifiée.

Sens//Ly : $\sigma_{bc}=0.16\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$ condition vérifiée.

✓ Etat limite de fissuration :

$$\sigma_{st}=15\sigma_{bc}\left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{st}} = 201,64 \text{ MPa}$$

Sens//x :

$$\sigma_{st} = 60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens//y :

$$\sigma_{st} = 28.5\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\text{Sens //x : } \sigma_{st} = 21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens//y : } \sigma_{st} = 12\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Etat de limite de déformation : (Vérification de la flèche)

Sens//x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.073 > 0.042 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.11 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens//y :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.051 > 0.0375 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.11 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

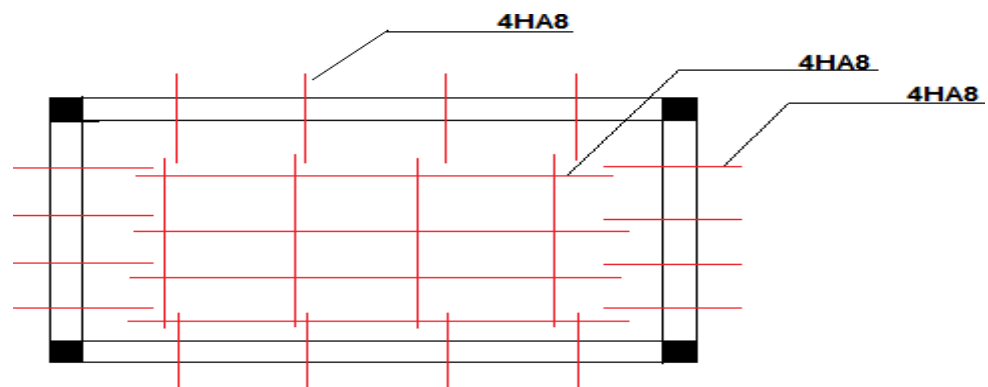


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III. 7 - Calcul de la poutre de chaînage :

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III-7-1-Prédimensionnement de la poutre de chaînage :

- La hauteur de la poutre est donnée par la condition du BAEL

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } L_{max} : 4,30 \text{ m longueur libre de la poutre}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,6 \leq h_t \leq 43 \text{ cm}$$

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

Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

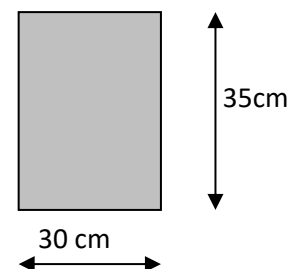
- $b \geq 30 \text{ cm}$
- $h \geq 35 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4 \text{ cm}$

Vérifications (RPA 99. Art7.5.1) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1,16 \leq 4$$



1. Calcul des effort internes à l'ELU :

➤ Charge et surcharge :

$$\text{Poids propre du plancher} : 5.78 \times \frac{0.65}{2} = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} : 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1.88 + 2.62 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.62 \times \frac{0.65}{2} = 0.851 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (4.5) + 1.5(0.851)$$

$$q_u = 7.35 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{7.35 \times 4.30}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 15.80 \text{ KN}$$

a) Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -7.35 x + 15.80$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 15.80 \text{ KN} \\ x = 4.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -15.80 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{7.35 \times 4.30^2}{8} \Rightarrow M_0 = 16.98 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

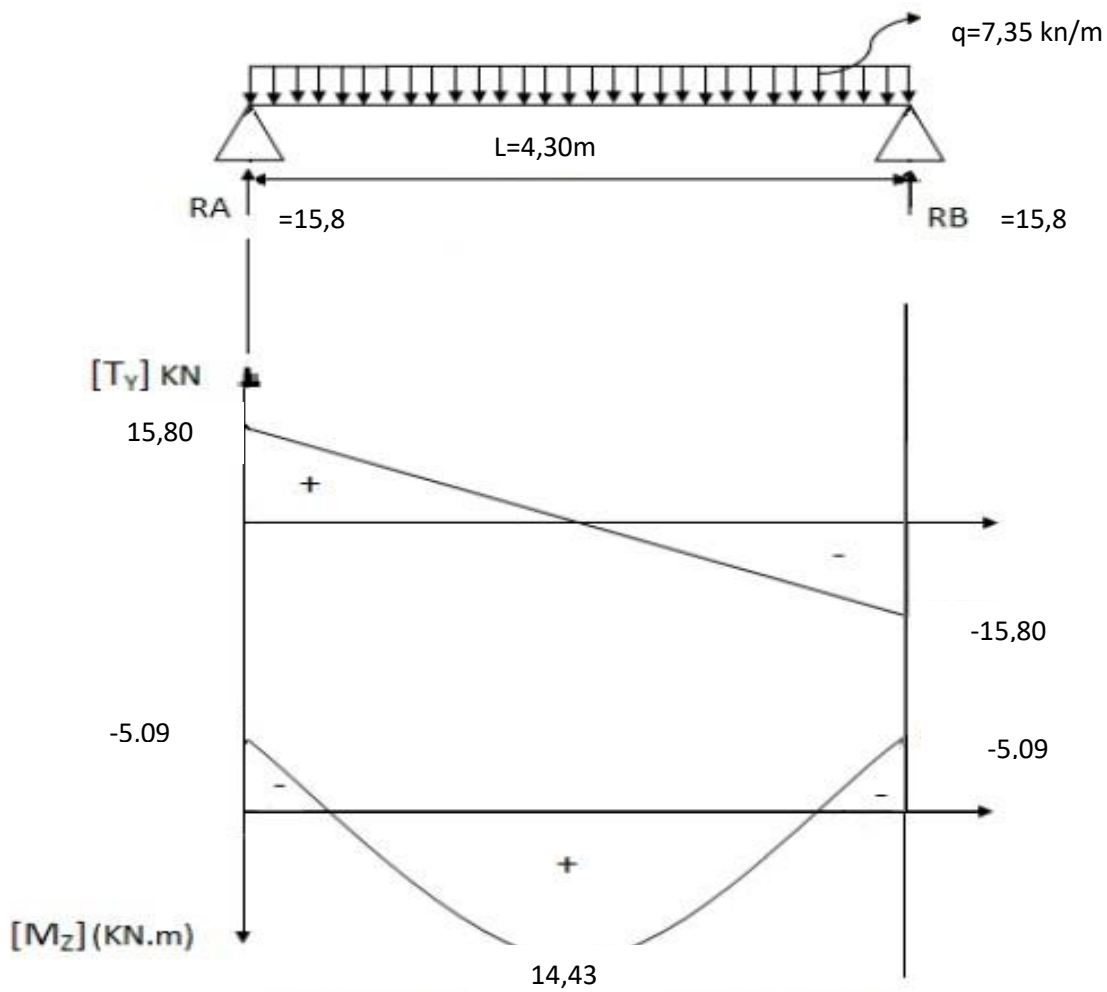
➤ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 14.433 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = -5.094 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts interne à l'ELU :



Ferraillage de la poutre de chaînage

Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	5,094	14,43
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,094 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,011 \leq \mu_l = 0,392$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,43 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,033 \leq \mu_l = 0,392$
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,014	0,042
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,994	0,983
Armatures principales A_t (cm)	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,094 \times 10^2}{0,994 \times 32 \times 34,8} = 0,46$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,43 \times 10^2}{0,983 \times 32 \times 34,8} = 1,31$
A_{adop}	3 HA 8 = 1,51 cm ²	3 HA 8 = 1,51 cm ²

a. **Armatures transversales** (Article.A.7.2,2 BAEL99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right) = \min(10; 30; 12)$$

$$\phi_t = 10mm$$

On adopte : **2 HA 8 = 1.01 cm²**

b. **Espacement des barres** (art A.1, 22 BAEL 99) :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(28,8; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) :

a. **L'espacement est donné selon deux zones :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(8,75; 12) \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

2. Vérification à l'ELU :

a. **Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

a. **Vérification de la contrainte de cisaillement** (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{15,8 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.3; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

a. **Vérification de la condition d'entraînement des barres** (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = n \times \varnothing \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04 \text{ mm}$

n : nombre de barres.

$\varnothing$: Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{15,8 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 0.485 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.485 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres}$$

. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.32 \times 0.30}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 9,352 < V_u = 576 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

3. Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

➤ Charge et surcharge :

$$G_T = 1.88 + 2,62 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,62 \times \frac{0.65}{2} = 0,851 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 5,351 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{5,351 \times 4,30}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 11,50 \text{ KN}$$

a. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -5,351 x + 11,50$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 11,50 \text{ KN} \\ x = 4,30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -11,50 \text{ KN} \end{cases}$$

b. Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,351 \times 4,30^2}{8} \Rightarrow M_0 = 12,36 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

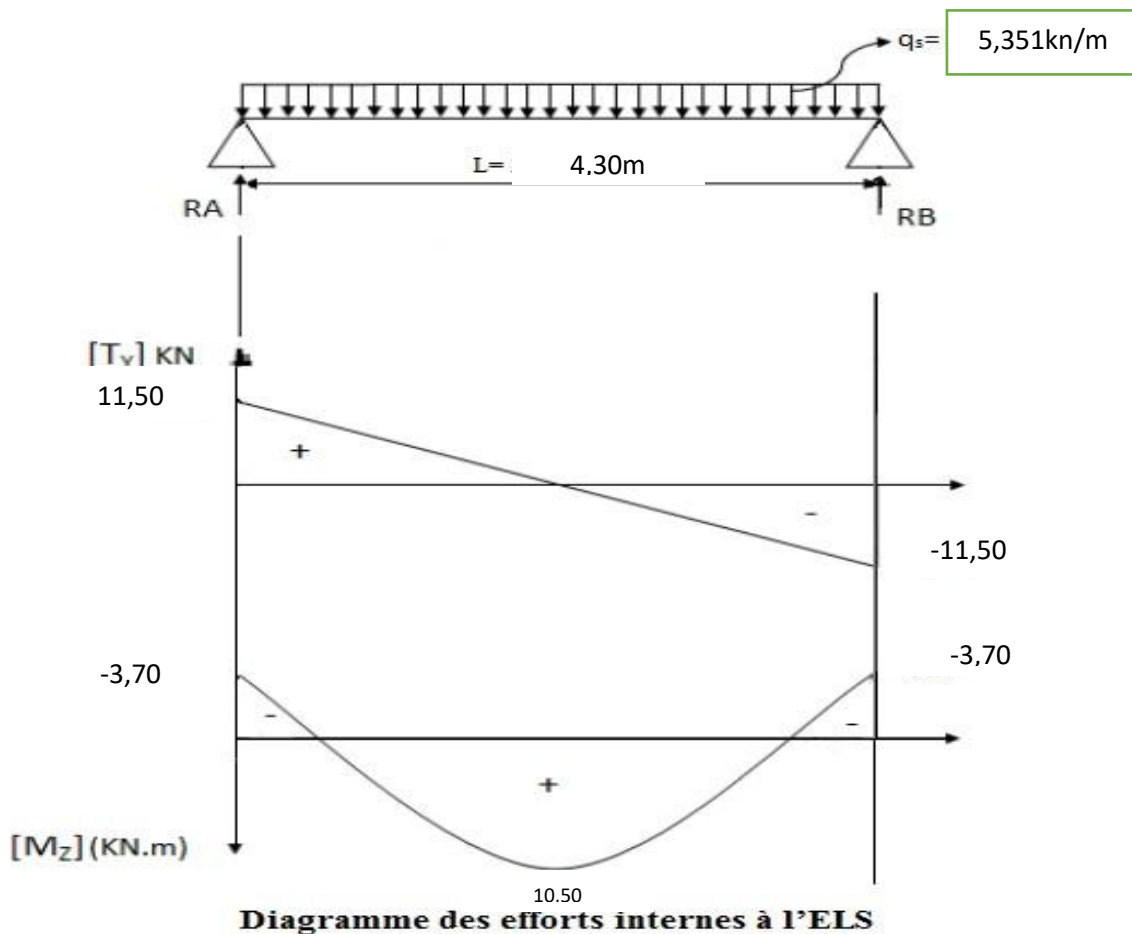
- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 10,50 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -3,70 \text{ KN.m}$$

- **Diagrammes des efforts interne à l'ELS :**



4. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0.353$$

D'où : $\beta_l = 0.908$; $\alpha_l = 0.276$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.013$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,70 \times 10^6}{339 \times 0,908 \times 320} = 3,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 3,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0,353$$

D'où : $\beta_l = 0.908$; $\alpha_l = 0.276$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.013$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,50 \times 10^6}{339 \times 0,908 \times 320} = 9,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 9,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

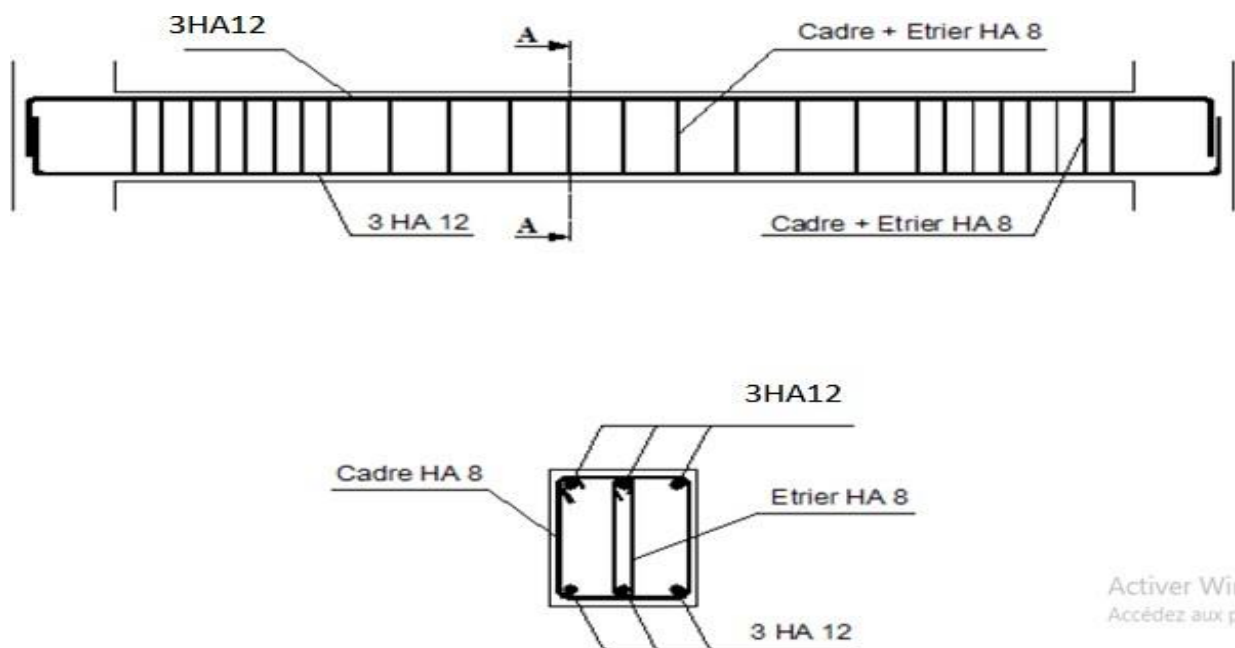


Figure III 17 : Ferrailage de la poutre de chainage reposant sur deux appuis

III. 8 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III.8-1 Dimensionnement :

$L = 3,95$ m : Portée libre de la poutre

➤ Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 39,5 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur de la poutre : $h_t = 35$ cm

➤ Largeur de la poutre palière :

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

$$14 \text{ cm} < b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 23$ cm.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{23} = 1,52 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (23 \times 35) \text{ cm}^2$

Détermination des charges et surcharges :

➤ Poids propre :

$$G = 25 \times 0,23 \times 0,35 = 2,01 \text{ KN/ml.}$$

➤ Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU : } R^U_B = 24,008 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R^S_B = 17,27 \text{ KN/ml.}$$

Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R^U_B = 1,35 \times 2,01 + 24,008 = 26,033 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 26,033 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R^S_B = 2,01 + 17,27 = 18,77 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 18,77 \text{ KN/ml}$$

Schémas statiques :

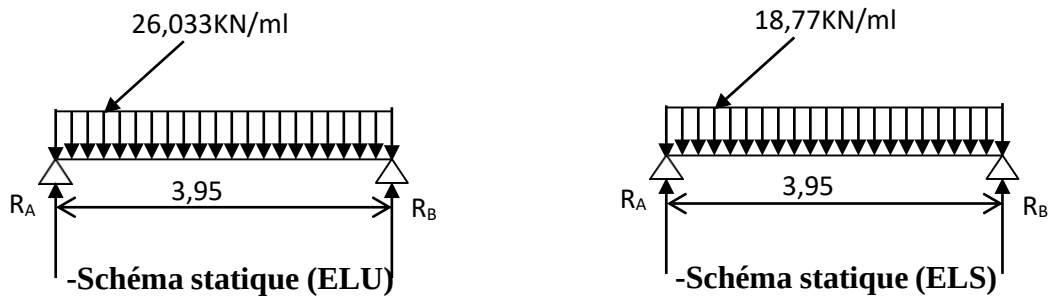


Figure III.18. Schéma statique de la poutre palière.

➤ A l'ELU :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{26,033 \times 3,95}{2} = 51,42 \text{ KN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{26,033 \times (3,95)^2}{8} = 50,77 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes.

- Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 50,77 = 43,15 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 50,77 = -15,23 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = 51,42 \text{ kN}$$

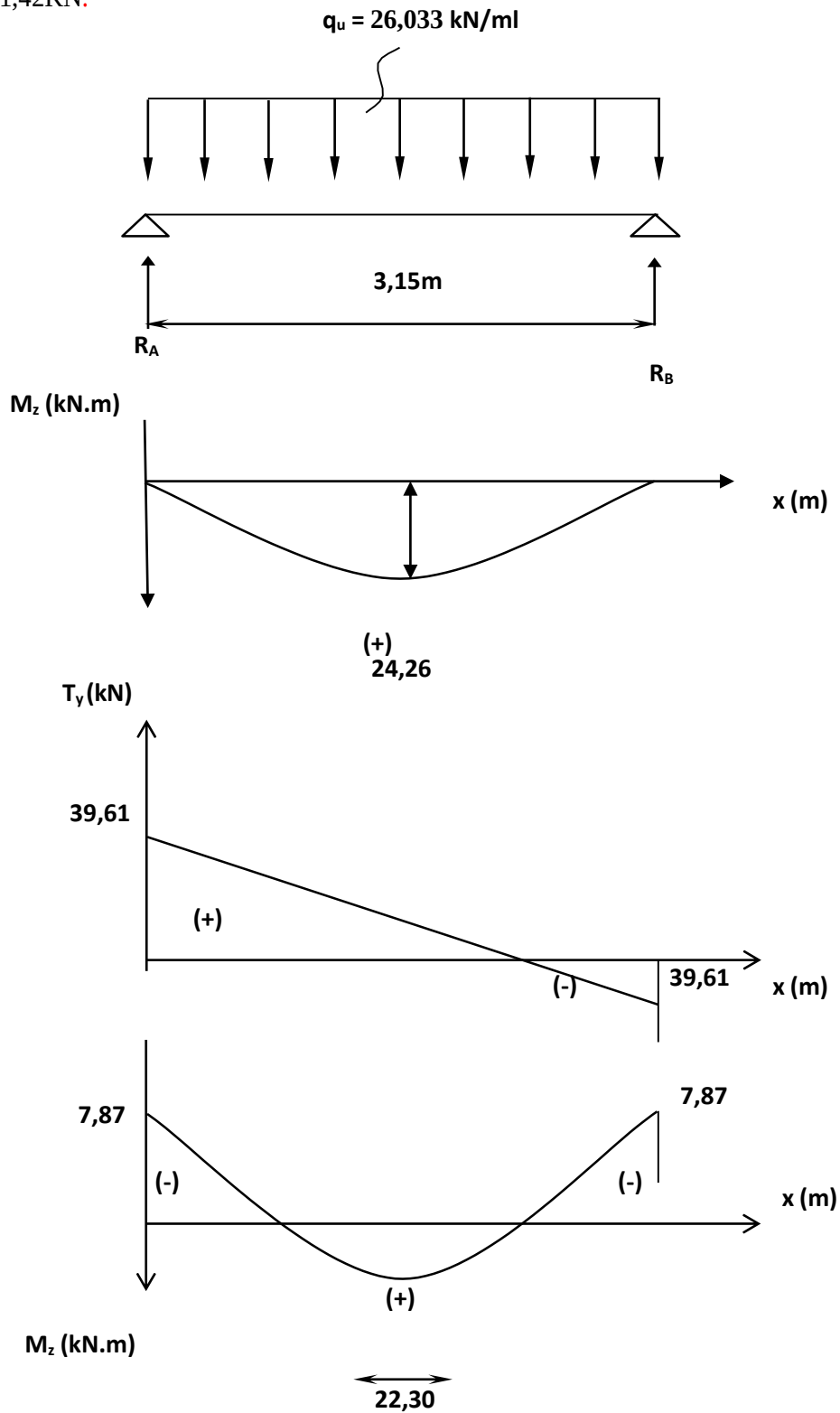


Figure III.19: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ A l'ELS :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = 37,07 \text{ KN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{18,77(3,95)^2}{8} = 36,6 \text{ KN.m}$$

- Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 36,6 = 31,1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 36,6 = -10,98 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s^{\max} = 37,07 \text{ KN.}$$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

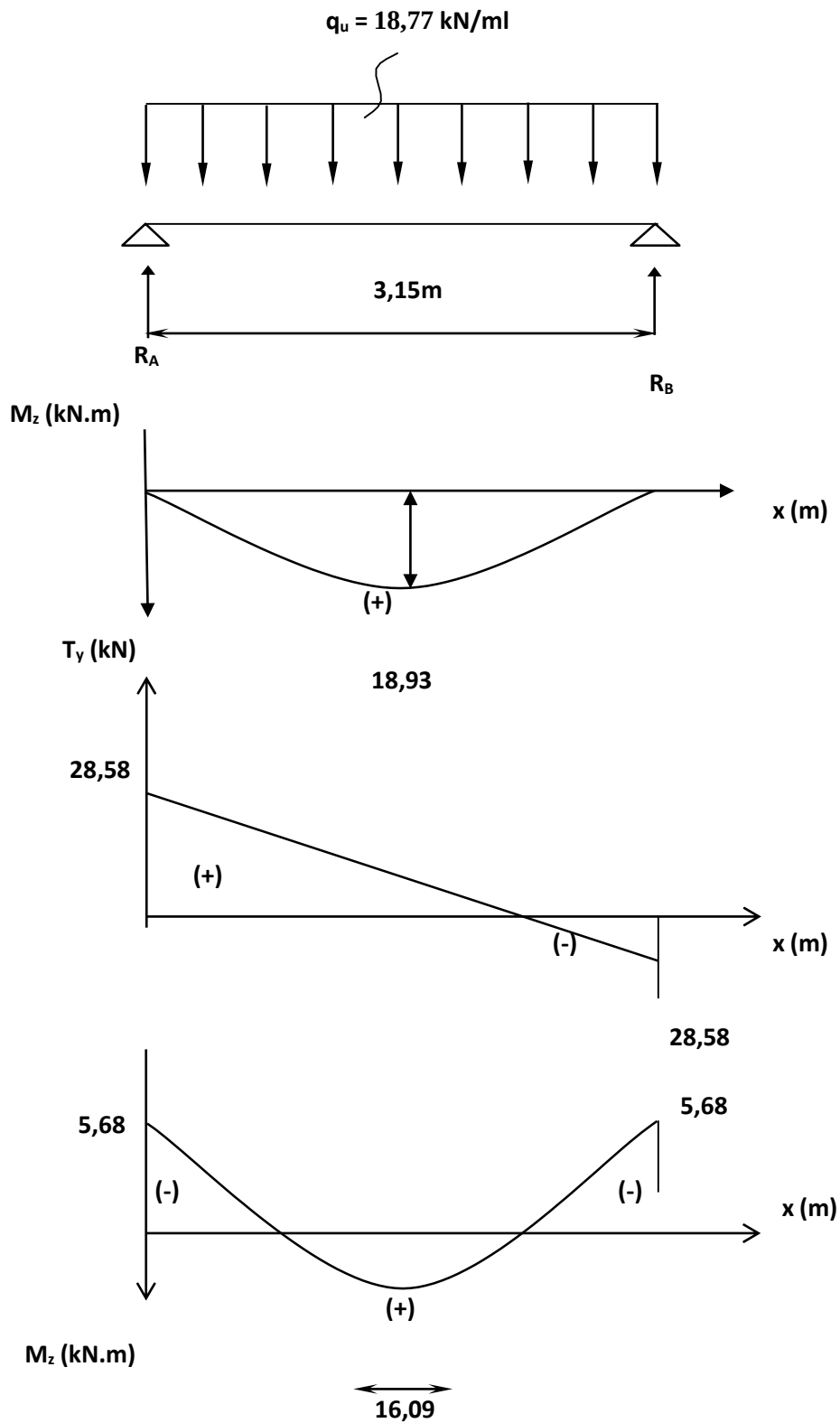


Figure III.20: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.8-2 Ferrailage :

$$d = 32 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm}, C = C' = 3 \text{ cm}, b = 23 \text{ cm}.$$

➤ **En travée :**

$$M_{max}^t = 43,15 \text{ KN.m}$$

- **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{43,15 \times 10^3}{23 \times 32^2 \times 14,2} = 0,129 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t \xrightarrow{\text{tableau}} 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43,15 \times 10^3}{0,943 \times 32 \times 348} = 4,11 \text{ cm}$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 4HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = -15,23 \text{ KN.m}$$

- **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15,23 \times 10^3}{23 \times 32^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A \xrightarrow{\text{tableau}} 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,23 \times 10^3}{0,981 \times 32 \times 348} = 1,39 \text{ cm}$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 4HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

III.8-3 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) [4] :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 32 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 0,89 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) [4] :**

$$\tau_u = \left(\frac{\min(0,2f_{cj})}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = (3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{tu} = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{51,42 \times 10^3}{0,23 \times 0,32 \times 10^6} = 0,698 < 3,33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u = 51,42 \text{ kN} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 51,42 \text{ kN} \leq 324 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{51,42 \times 10^3 + 43,15 \times 10^6}{0,9 \times 320} \times \frac{1,15}{400} \geq 431,26$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A = 4,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51,42 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 22,61} = 1,473 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,473 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) [4] :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 c_{su}} \quad \text{Avec :} \quad r_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 23 \text{ cm}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_c = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures transversales : Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{23}{10}, 1,2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 10mm

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) [4]:**

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 32 = 28,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 28,8 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(8,75; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 17 \text{ cm.}$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 17 \times 23 = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.6.7. Vérification à l'ELS :

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 37,07 \text{ KN}$$

- **Les moments corrigés :**

$$M_t = 31,01 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -10,98 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d}, \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}, \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

Zone	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS	K	σ_{bc}	σ_{bc}	OBS
Travée	31,1	0,4172	0,901	191,557	400	CV	35,5	5,40	15	CV
Appui	10,98	0,4172	0,901	67,622	400	CV	35,5	1,90	15	CV

Tableau III.9: Calcul des armatures longitudinales à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) [4] :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale. ($h = 35$ cm)

l : portée entre nus d'appuis. ($l = 4,40$ m)

M_t : moment max en travée. ($M_t = 31,1$ kNm)

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 36,6$ kNm)

A_t : section des armatures. ($A_t = 4,52$ cm²)

b : largeur de la nervure. $b = 23$ cm

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 35 - 3 = 32$ cm)

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{440} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{440} = 0.079 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{31,1}{10 \times 36,6} = 0.0849$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{4,52}{23 \times 32} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Coupe A-A

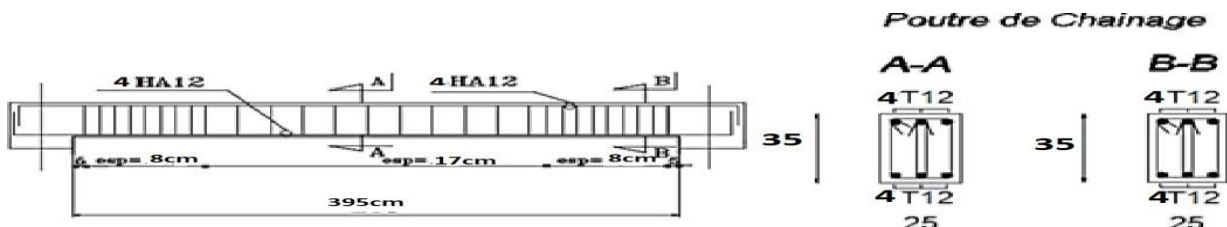


Figure III.20: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV

Modélisation de la structure

Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS [9]** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7. 4

IV.2 Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.7.4. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des

modes vibration...etc.

- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000) [16].

Rappel :(terminologie) :

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed Loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

IV.4. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003[1] .
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

✓ Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

- **Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne KN.m.

✓ Géométrie de base :

On clique sur :

File → new model → No → Custom grid spacing → STORY DATA.



Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

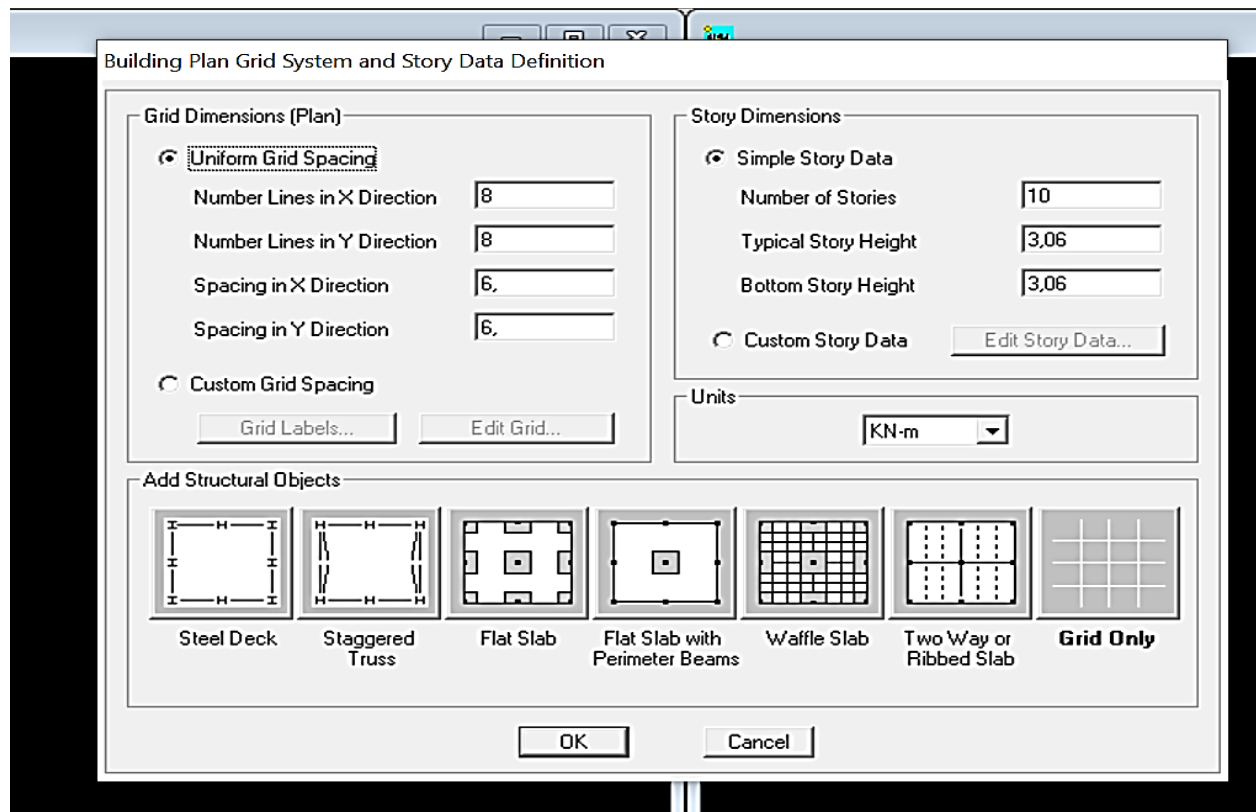


Figure IV.1. Introduction de la géométrie de base.

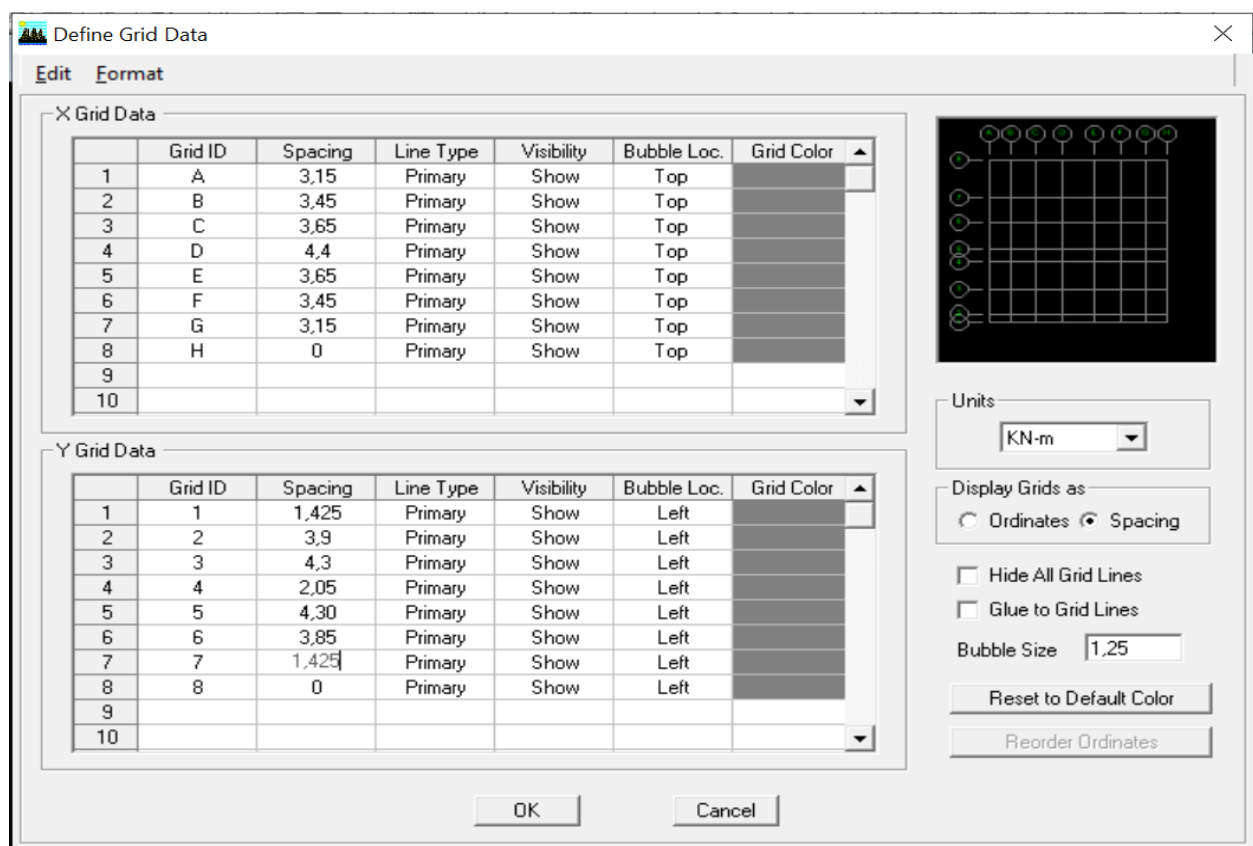


Figure IV.2. Introduction de la géométrie de base.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

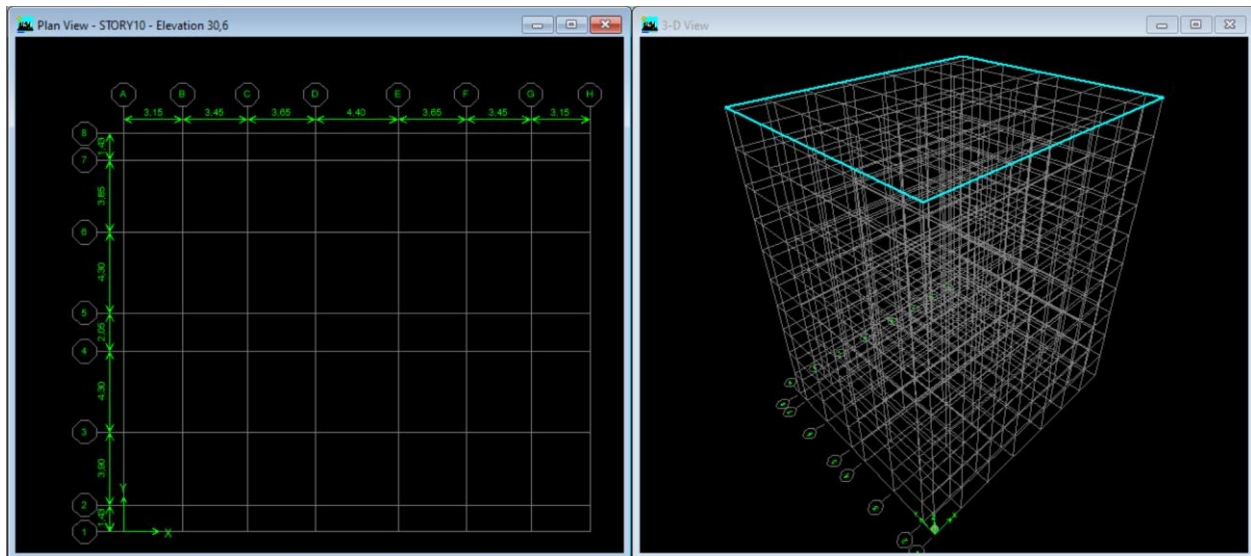


Figure IV.3. Affichage en plan et en 3D

✓ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

Material Property Data

Material Name B25		Display Color Color 	
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Type of Design Design Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	10342136,8		
OK		Cancel	

Figure IV.4: Caractéristiques du béton.

Dans la boîte dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

➤ **Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence

par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante : **Define** ➔ **Frame Sections** ➔ **ADD Rectangular**

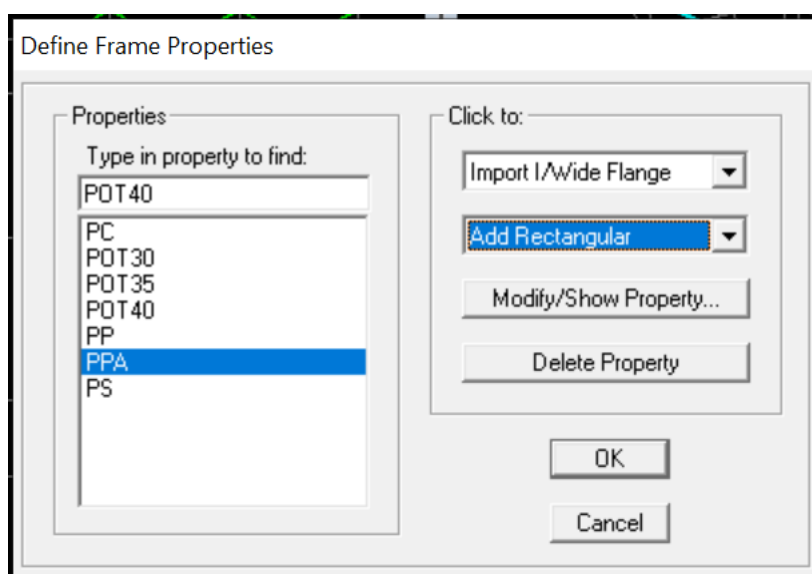
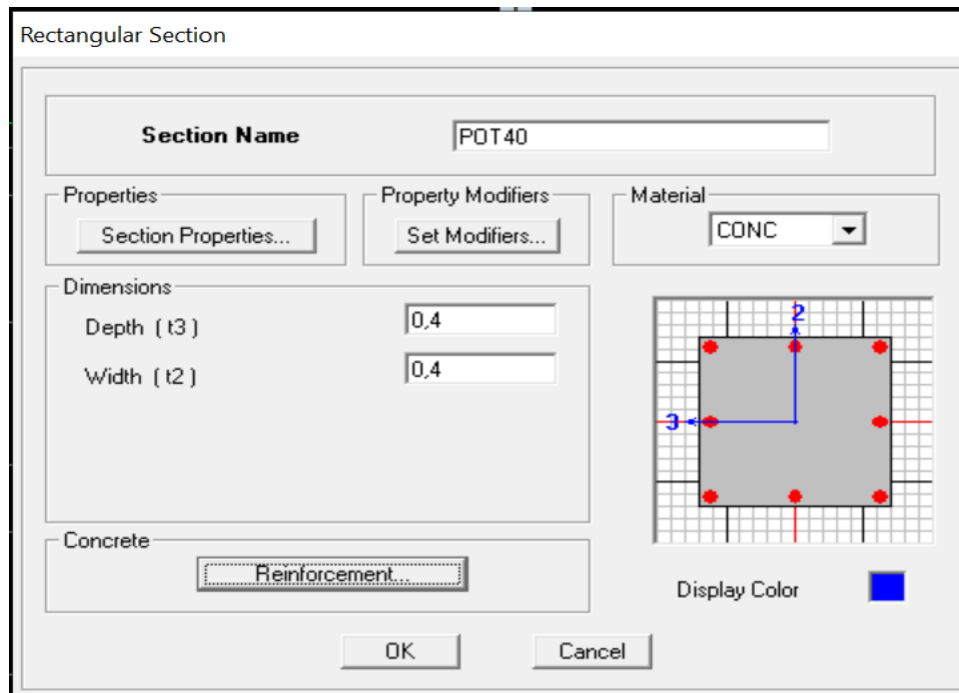


Figure IV.5: Définition des poutres

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ➔ Area Sections ➔ Add New Section Puis on définit leurs propriétés :

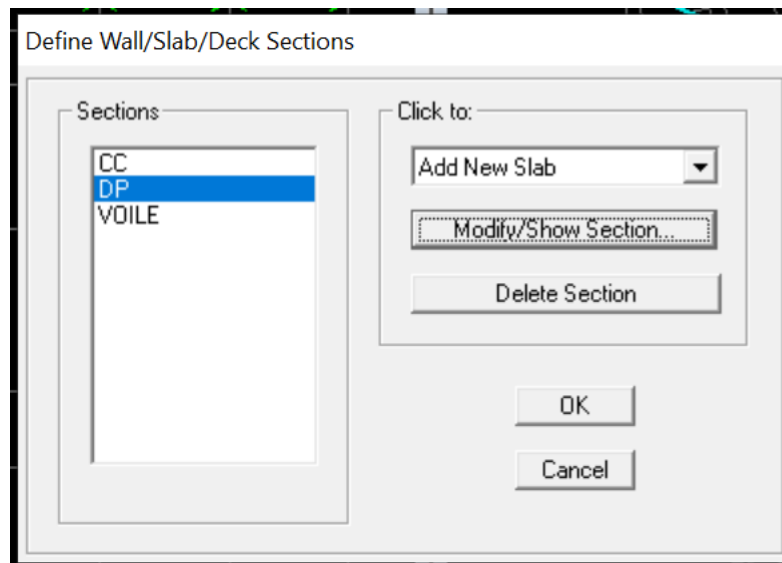


Figure IV.6: Définition des dalles

✓ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) ☐ **None** on choisit le nom de la section (pot30 30 par exemple) on valide.

- **Pour la poutre et les voiles :**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivante

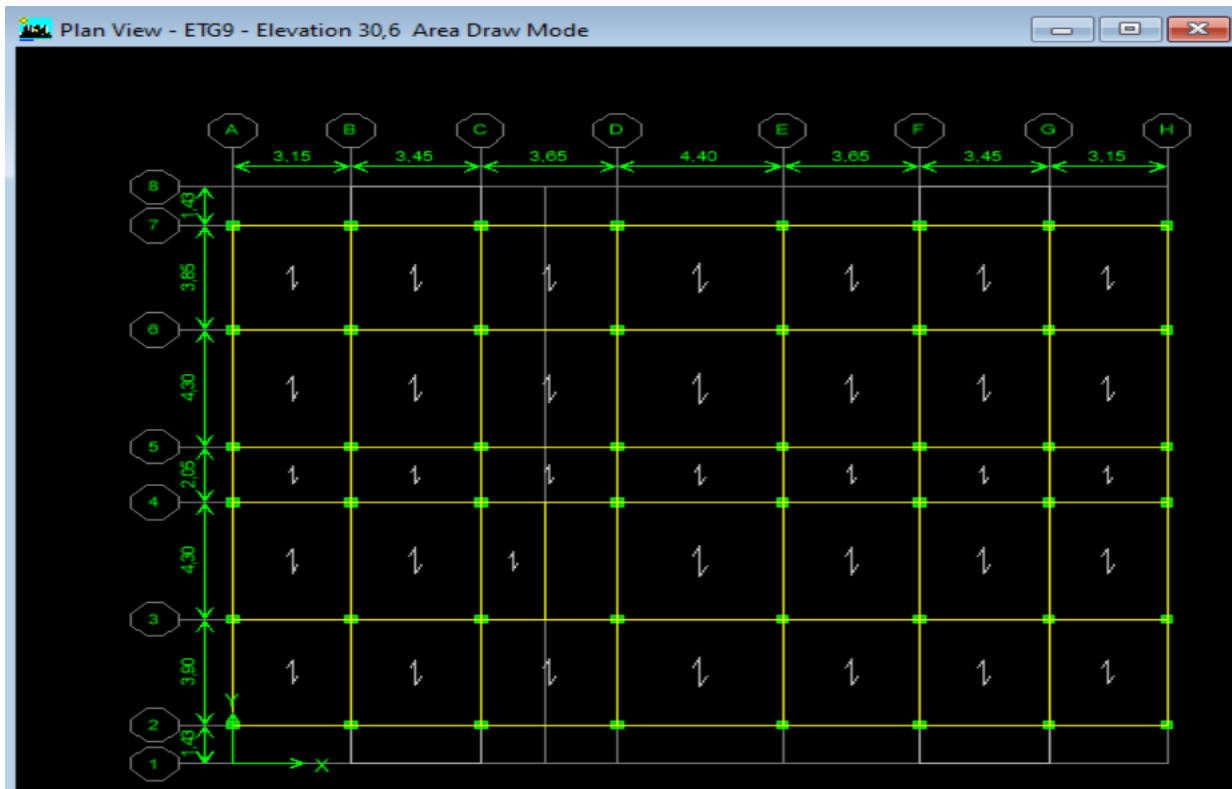


Figure IV.7: Définition des appuis.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et lesvoiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci- après s'affichera :

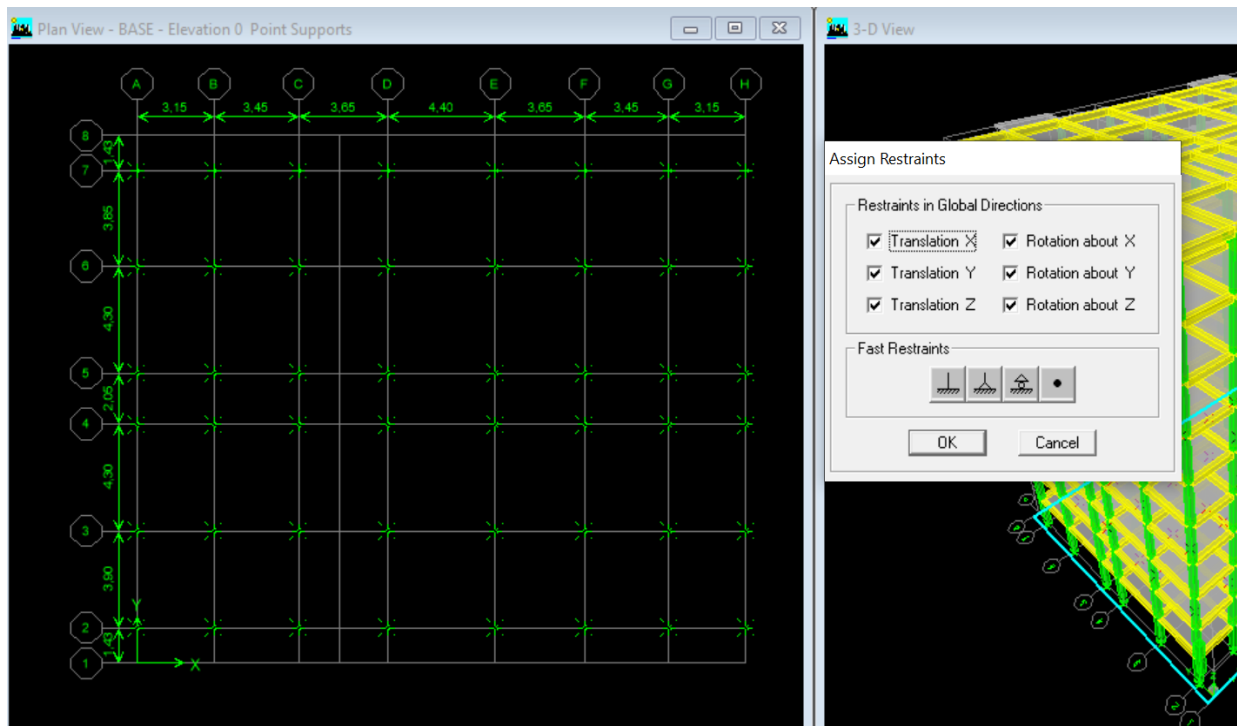


Figure IV.8: Définition des appuis.

Définition des charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique **Define** ® **Static Load Cases** ® Une boîte de dialogue apparait « **Define Static Load Case Names** »

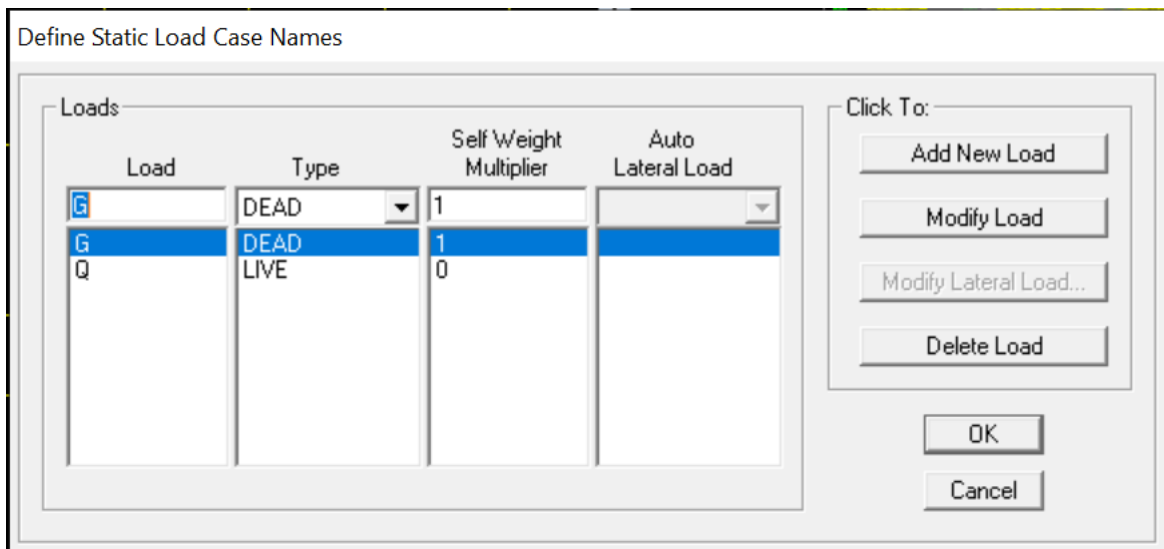


Figure IV.9: Définition des charges statiques

➤ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003[1] :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

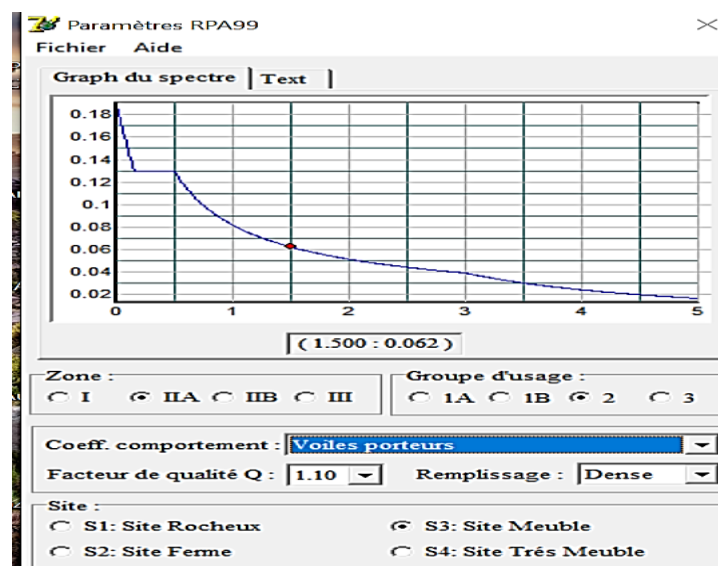


Figure IV.10: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

On trouve le RPA[1] après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur Text ☐ Enregistrer

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
define ☐ responsespectrum ☐ function spectre from file.

Response Spectrum Function Definition

Function Name

Function Damping Ratio

Function File

File Name

Header Lines to Skip

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function Graph

Figure IV.11: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version2003.

➤ **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deuxdirections X et Y, on clique sur : Define ☐ Response Spectrum Cases ☐ Add New Spectrum.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Figure IV.12: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

- **Chargement des éléments :**

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : assign ☐ areas load ☐ uniform

- **Introduction des combinaisons d'actions :**

- ✓ **Combinaisons aux états limites :**

ELU 1,35 G+1,5 Q.

ELS G+Q.

- ✓ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

- ✓ GQE : $G+Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$

- ✓ introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : Define ☐ Loads
Combinaisons ☐ Add New Combo.

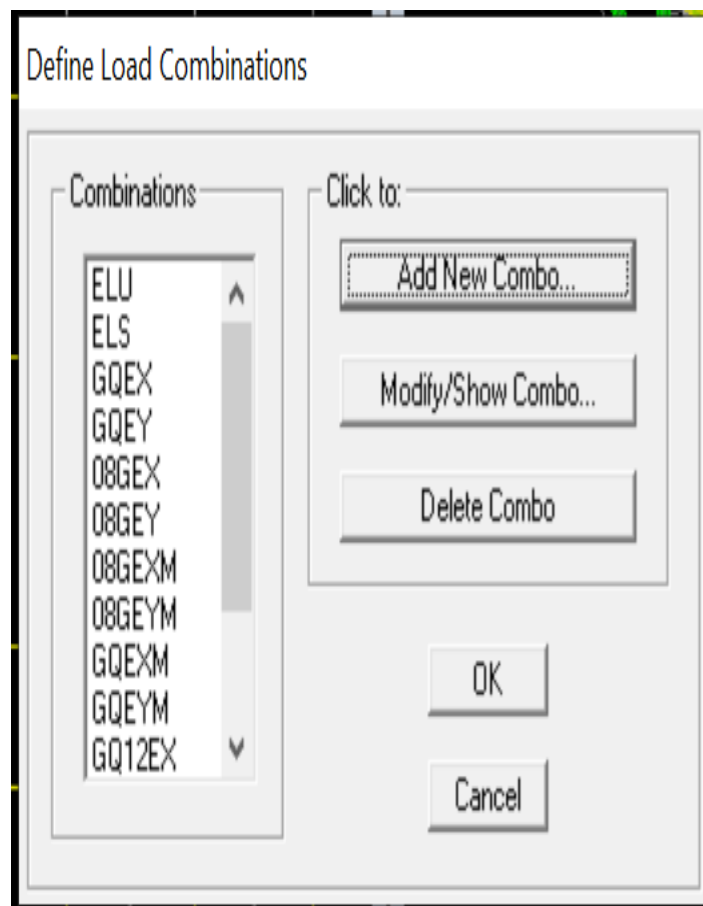


Figure IV.13: Introduction des combinaisons d'actions.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

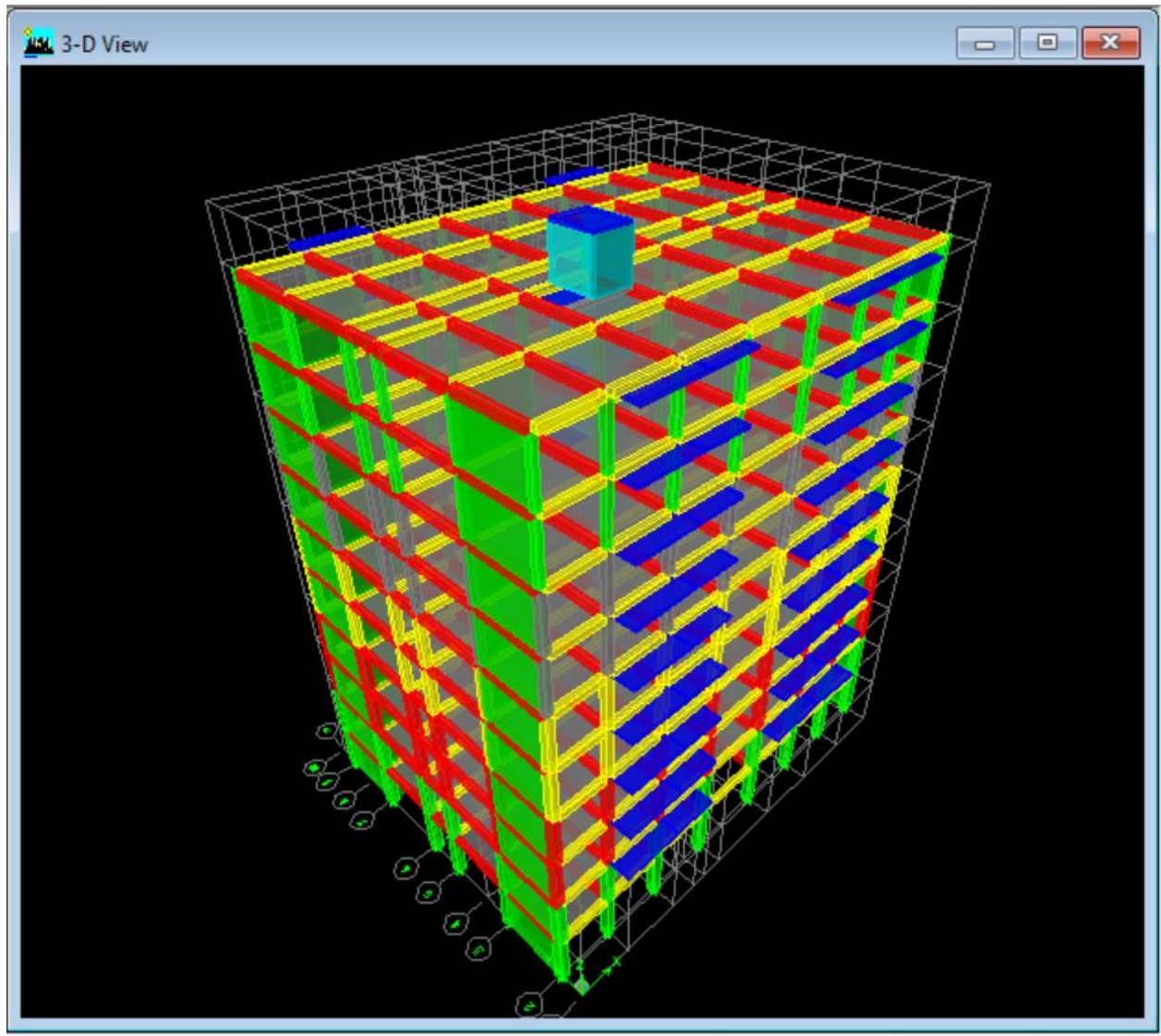


Figure IV.14: Vue en 3D de la structure.

Chapitre V

Vérification des exigences de RPA

Introduction

Les séismes peuvent être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

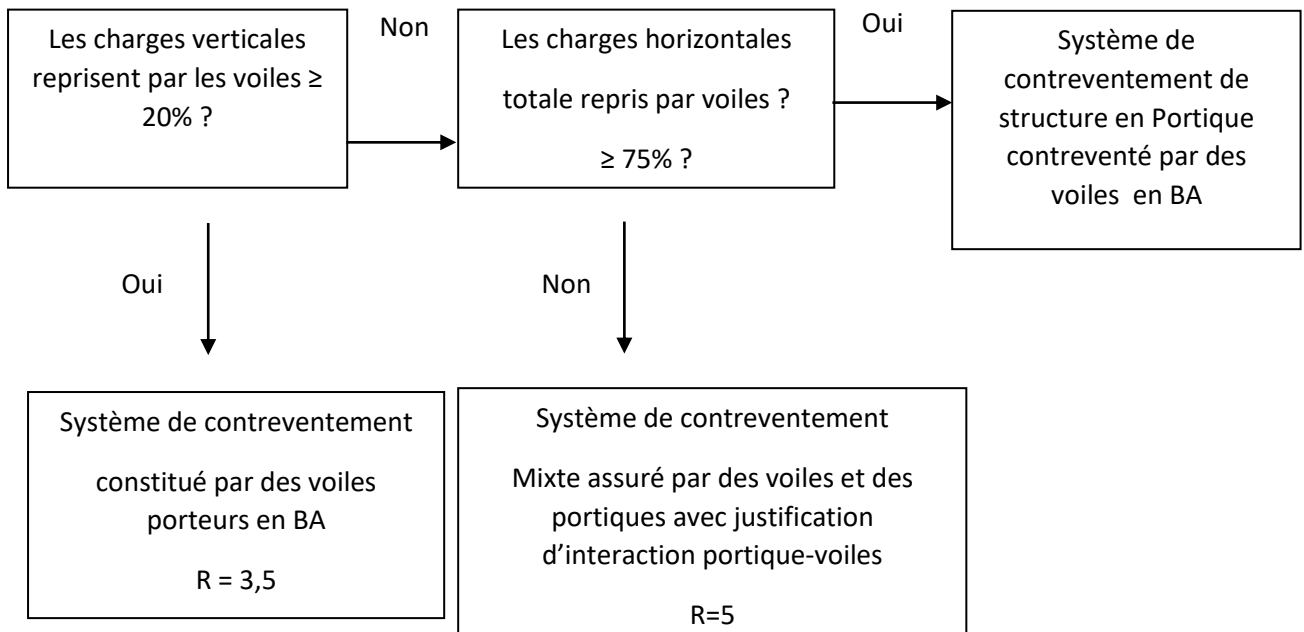
Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la période
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Vérification des déplacements relatifs
- 5) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

V.1) Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

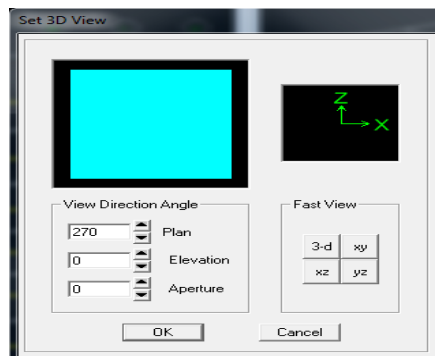
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

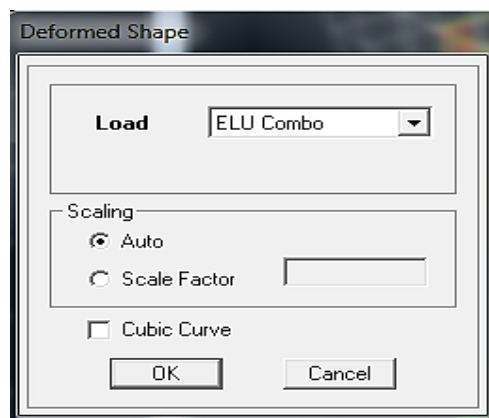
View → **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**



En suite :

DrawDraw → **Section Cut**,

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

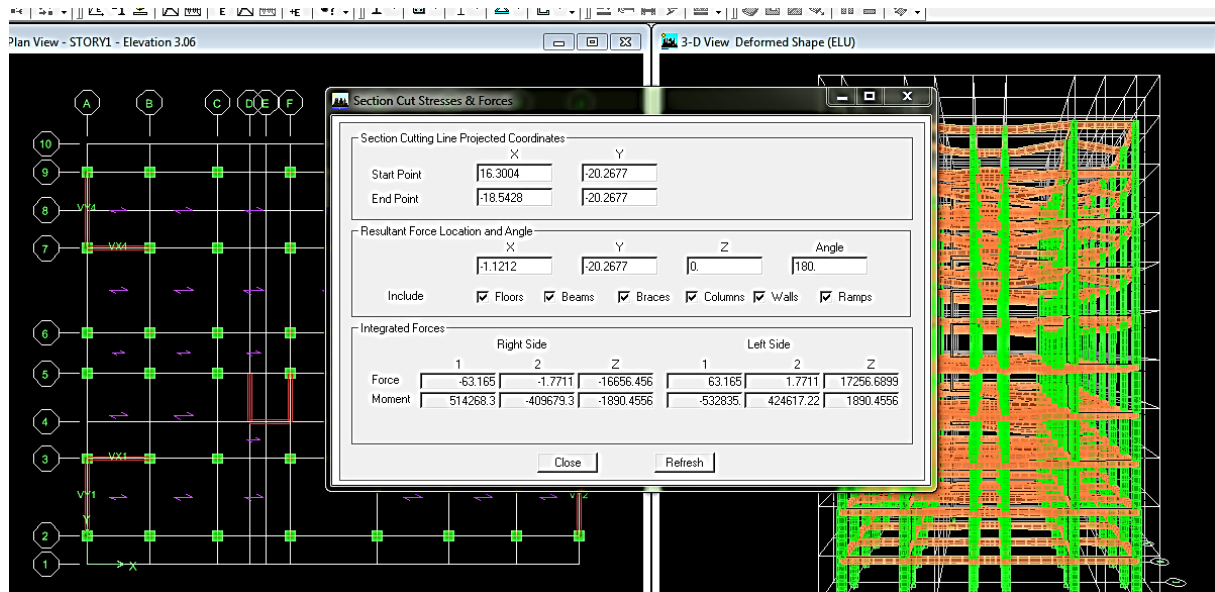


Figure V-1 : détermination des charges verticales et horizontales

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-Z)** C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, rampset** on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Au final, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

- **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
Unité	KN	%	KN	%	KN	%
Sens verticale	16656.45	100	6745.69	40	9911.45	60
sens EX	5968.26	100	3612.21	60.50	2356.05	39.5
sens EY	66.28	100	41.24	62.22	25.04	37.78

Tableau V.1 : pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (Système de contreventement Mixte assuré par des voiles porteurs)**.

V.2) Vérification des exigences du RPA

1) Vérification de la période empirique

➤ **Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- **C_T**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (33.10)^{3/4} = \mathbf{0,689 \text{ s}}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{maj} = T + 30\%T = \mathbf{0,89 \text{ s}}$$

➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → modal information → Building Modal Information →

Modal Participating Mass Ratio Les résultats s'afficheront comme suit :

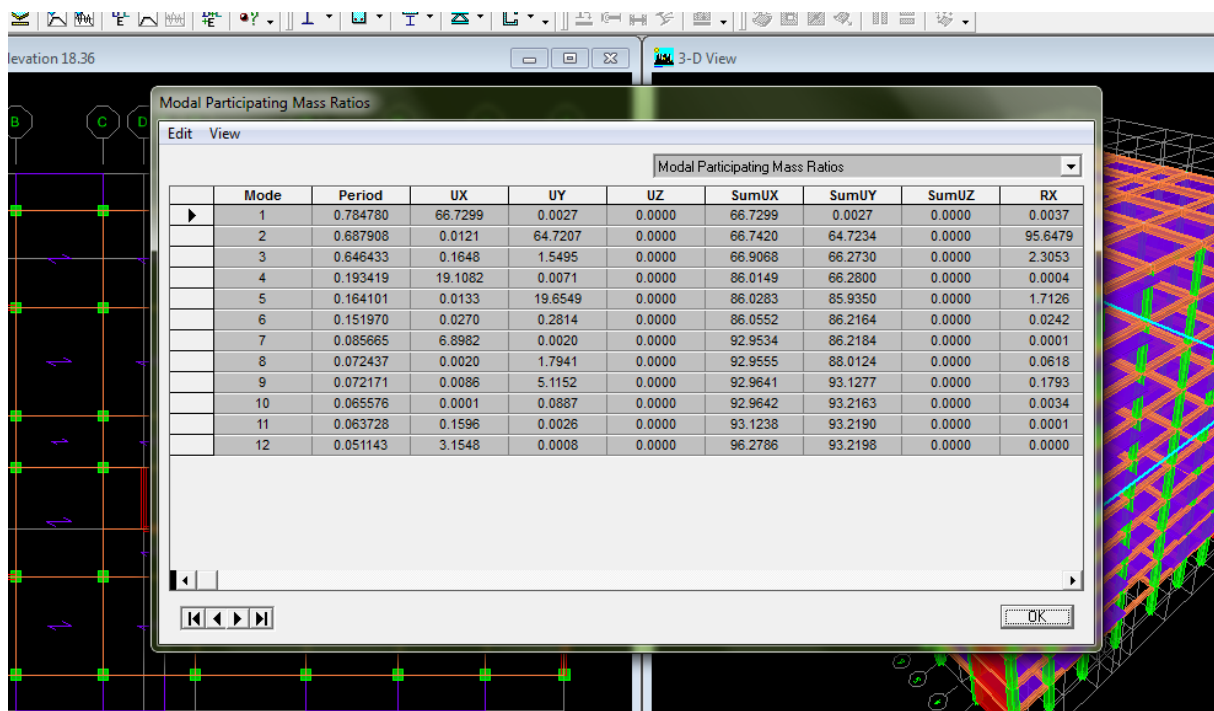
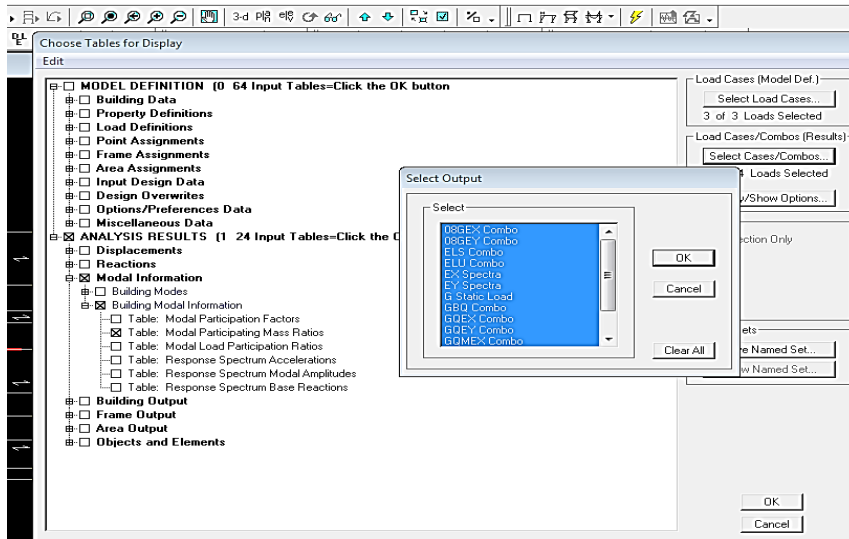


Figure V-2 : La période de la structure pour les différents modes

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0.784780

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,68s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,89 s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,78 s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée

La période est vérifiée

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculée :**

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 25,35 = 1,267 \text{ m}$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 18,85 = 0,942 \text{ m}$$

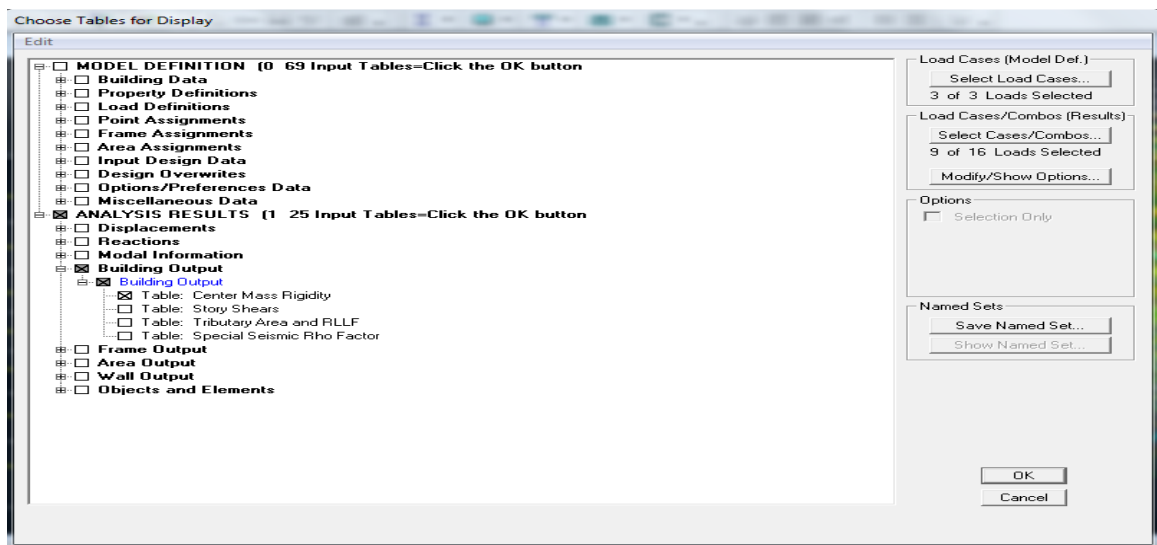
➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

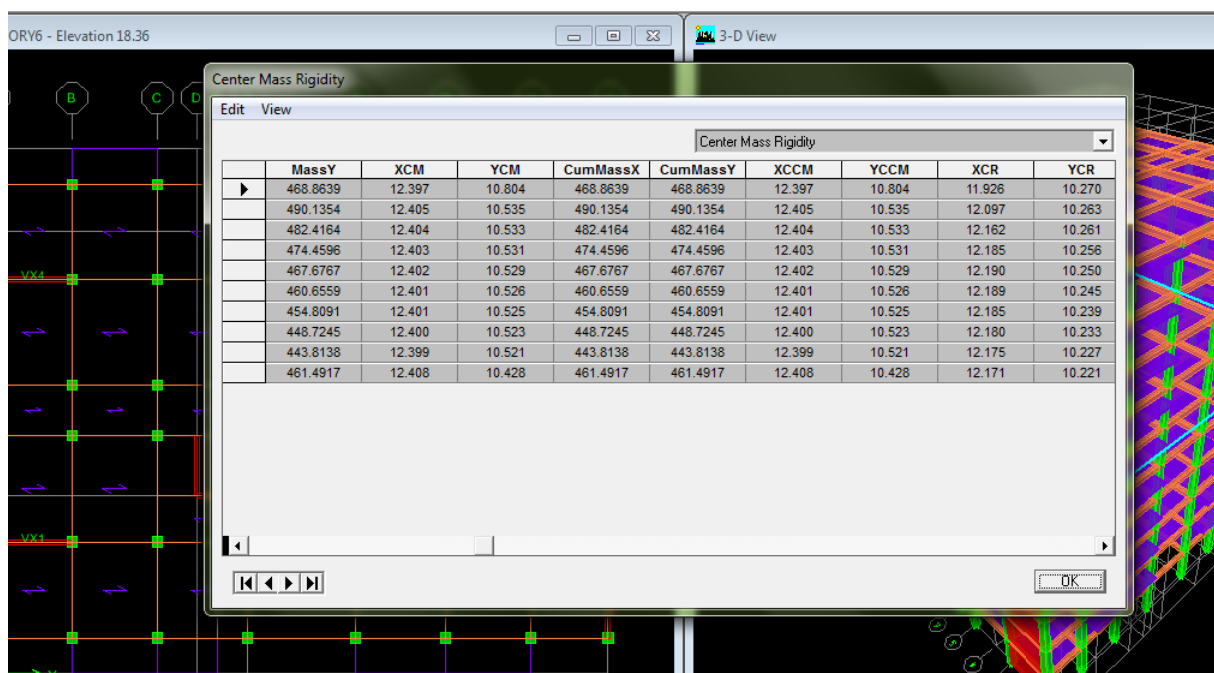


Figure V-3 : L'excentricité

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy coller dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec:
$$\begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x	$e_x \leq 5\%$ Lx	e_y	$e_y \leq 5\%$ Ly
ET9	12.397	10.804	11.926	10.27	0.471	C V	0.534	C V
ET8	12.405	10.535	12.097	10.263	0.308	C V	0.272	C V
ET7	12.404	10.533	12.162	10.261	0.242	C V	0.272	C V
ET6	12.403	10.531	12.185	10.256	0.218	C V	0.275	C V
ET5	12.402	10.529	12.19	10.25	0.212	C V	0.279	C V
ET4	12.401	10.526	12.189	10.245	0.212	C V	0.281	C V
ET3	12.401	10.525	12.185	10.239	0.216	C V	0.286	C V
ET2	12.4	10.523	12.18	10.233	0.22	C V	0.29	C V
ET1	12.399	10.521	12.175	10.227	0.224	C V	0.294	C V
RDC	12.408	10.428	12.171	10.221	0.237	C V	0.207	C V

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens $\longrightarrow$

L'excentricité est vérifiée

3) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

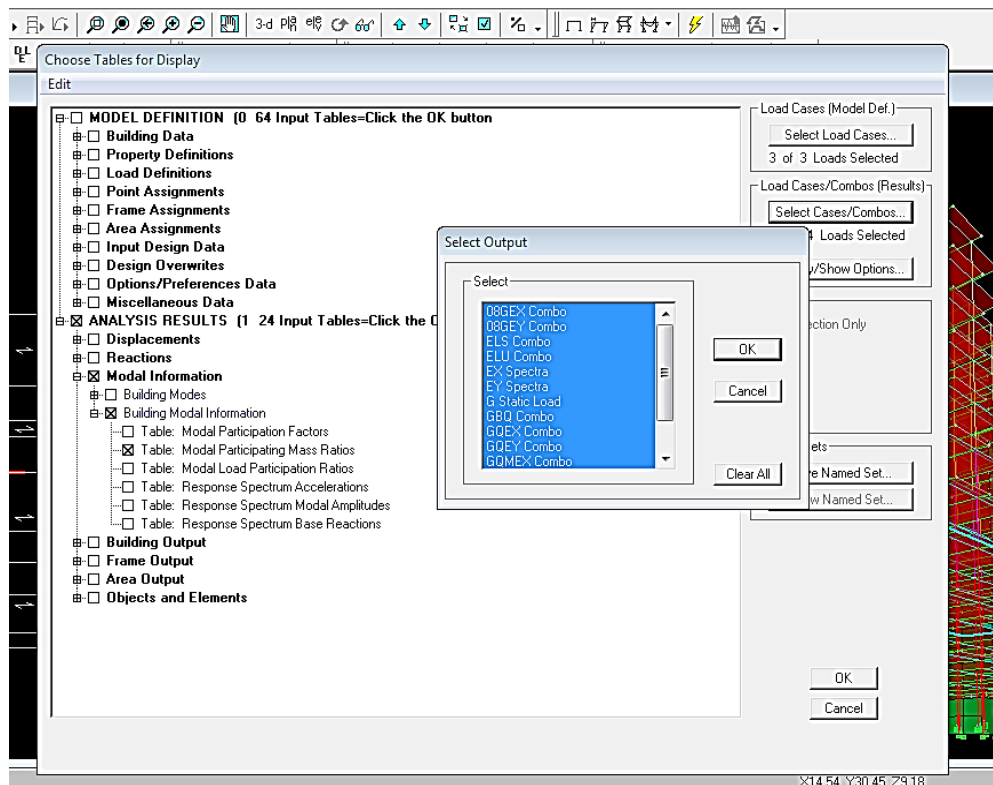
On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal Information**

—→ **Modal Participating Mass Ratios**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**

Les résultats s'afficheront comme suit :

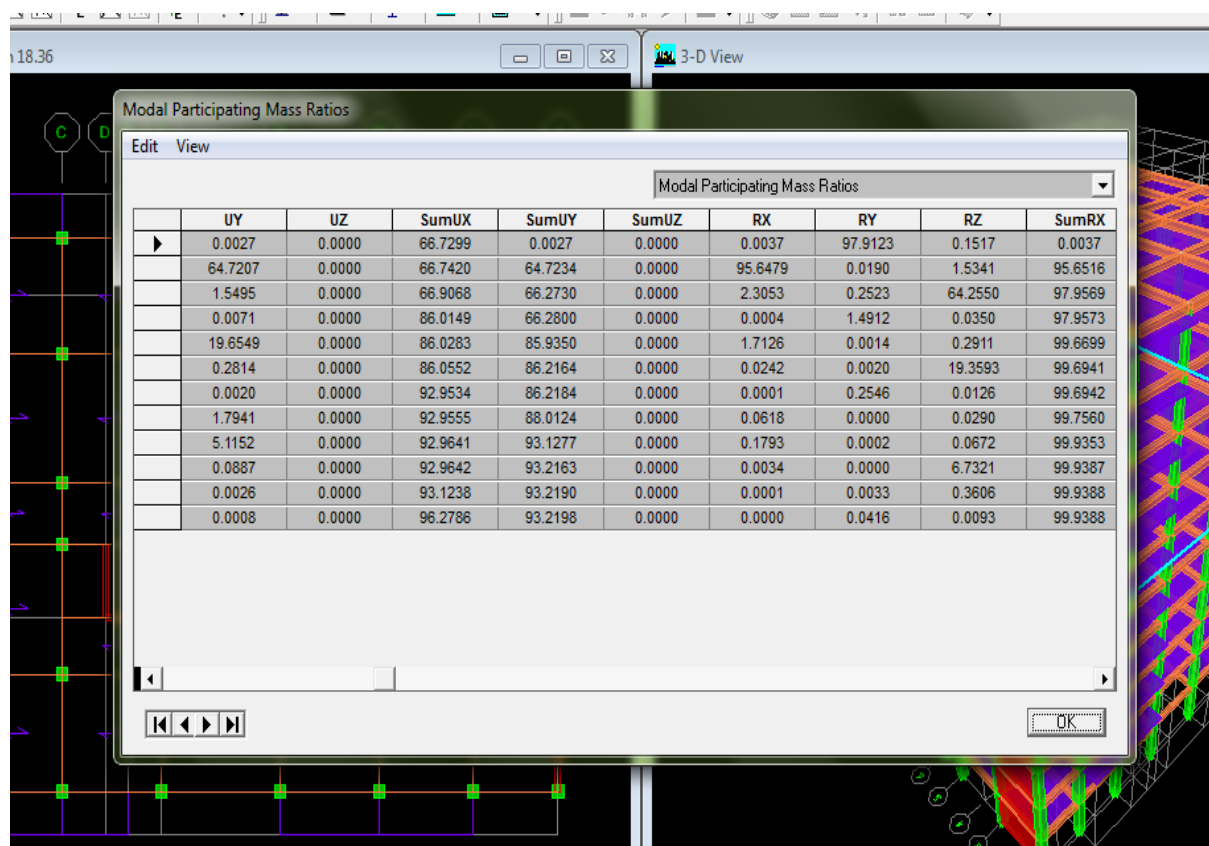


Figure V-4 : Pourcentage de participation de la masse nodale

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans plusieurs modes (modélisation),

4) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_e$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement $R = 3.5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

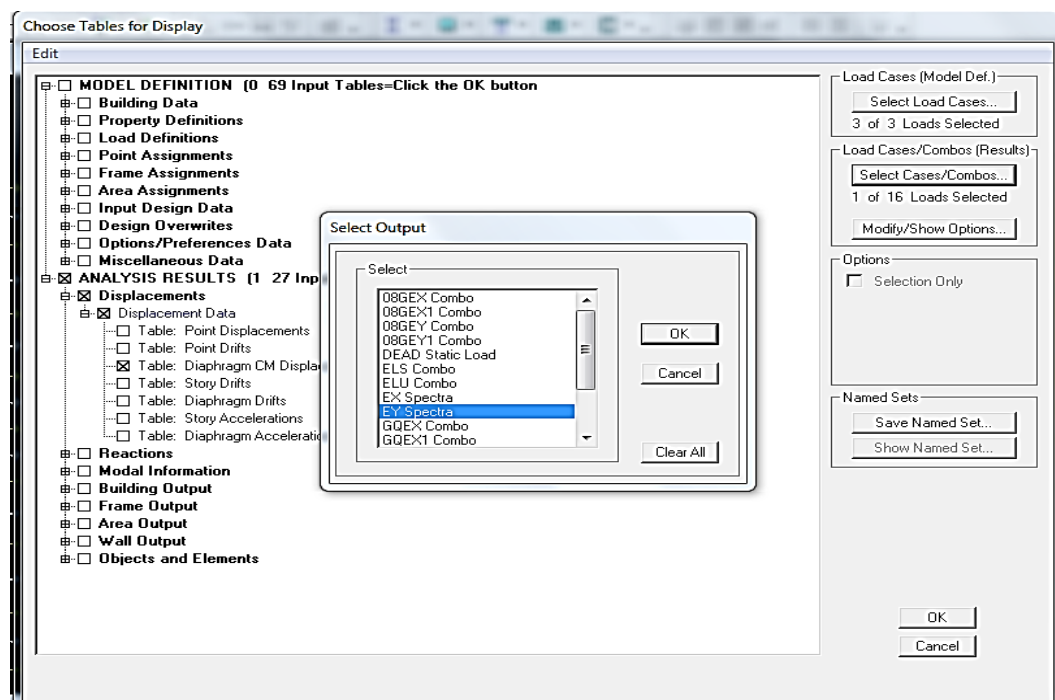
- Dans le sens longitudinal

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

AnalysisresultsDisplacement Data → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectr

	Sens longitudinal(X)					Sens transversal (Y)				
Story	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%H	CON	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%H	CON
ET9	0.0193	0.06755	0.0084	0,0306	CV	0.0162	0.0567	0.00735	0,0306	CV
ET8	0.0169	0.05915	0.0084	0,0306	CV	0.0141	0.04935	0.00735	0,0306	CV
ET7	0.0145	0.05075	0.0084	0,0306	CV	0.012	0.042	0.00735	0,0306	CV
ET6	0.0121	0.04235	0.00875	0,0306	C V	0.0099	0.03465	0.007	0,0306	C V
ET5	0.0096	0.0336	0.00805	0,0306	C V	0.0079	0.02765	0.00665	0,0306	C V
ET4	0.0073	0.02555	0.0077	0,0306	C V	0.006	0.021	0.0063	0,0306	C V
ET3	0.0051	0.01785	0.00665	0,0306	C V	0.0042	0.0147	0.0056	0,0306	C V
ET2	0.0032	0.0112	0.00525	0,0306	C V	0.0026	0.0091	0.00455	0,0306	C V
ET1	0.0017	0.00595	0.0042	0,0306	C V	0.0013	0.00455	0.00315	0,0306	C V
RDC	0.0005	0.00175	0.00175	0,0355	C V	0.0004	0.0014	0.0014	0,0355	C V

Tableau V.3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier $\longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

5) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible :

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{33.10}{500} = 0,0662 \text{ m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

$\delta_{\max}$: déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total

➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- Dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display —→ **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image

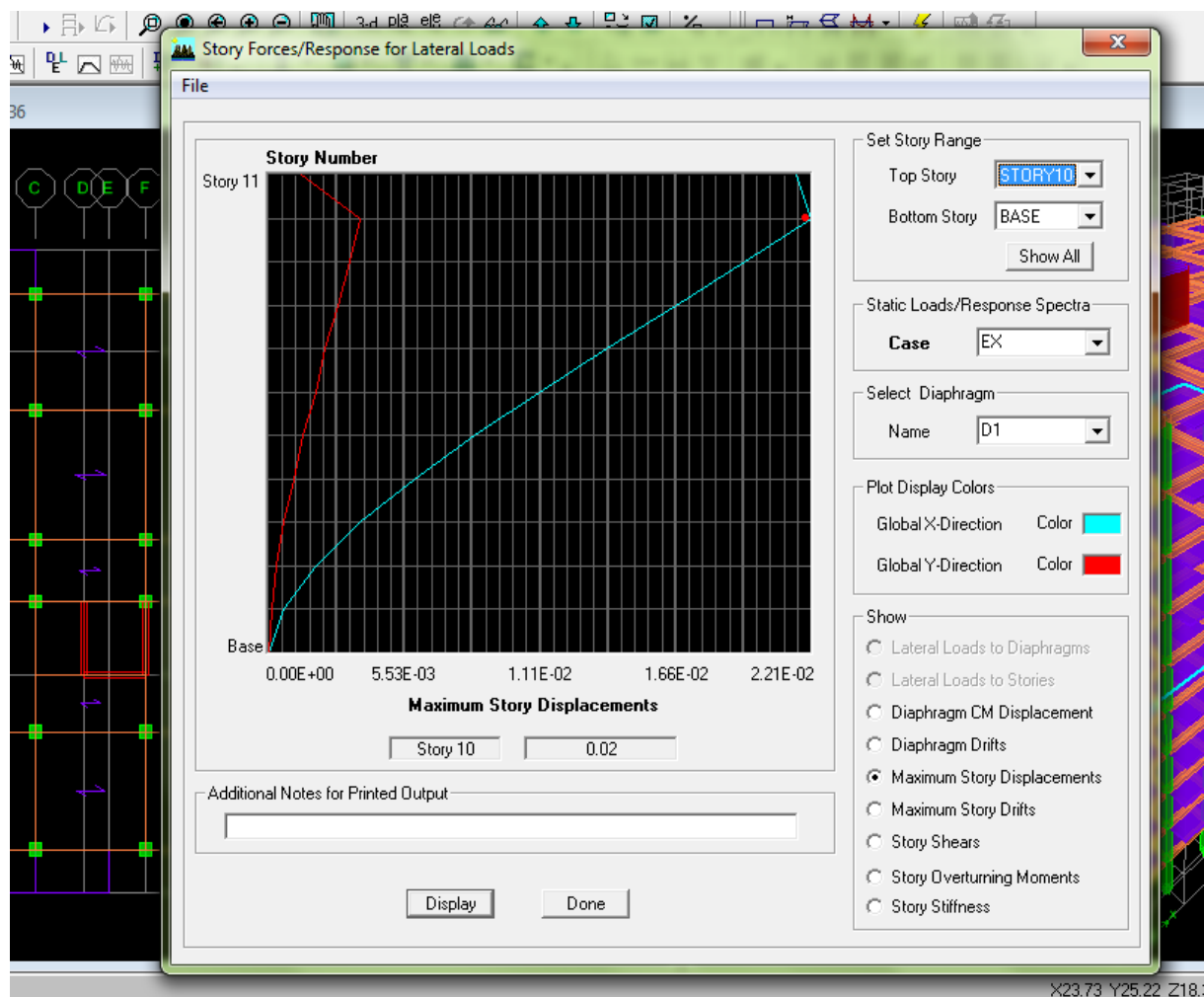


Figure V-5 : Déplacement maximal

Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale



- **Dans le sens transversal y-y**

On le détermine de même manière, en remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

- **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0662\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0662\text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

Condition vérifiée.

6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ Art 4 .2.3})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par Mixte portiques voiles **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre IV** : **Q = 1,15**

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

Il est donné par la formule :

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

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

T₂ (S2) = 0,40 sec.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Art 4 .2.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : **$\varepsilon = 10\%$**

D'où :

$\eta = 0,76 \geq 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,78$

Donc :

$$T_2 = 0,5 \text{ sec} \leq T = 0,78 \leq 3,0 \text{ sec}$$

D'où :

$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,78} \right)^{2/3} = 1,41$$

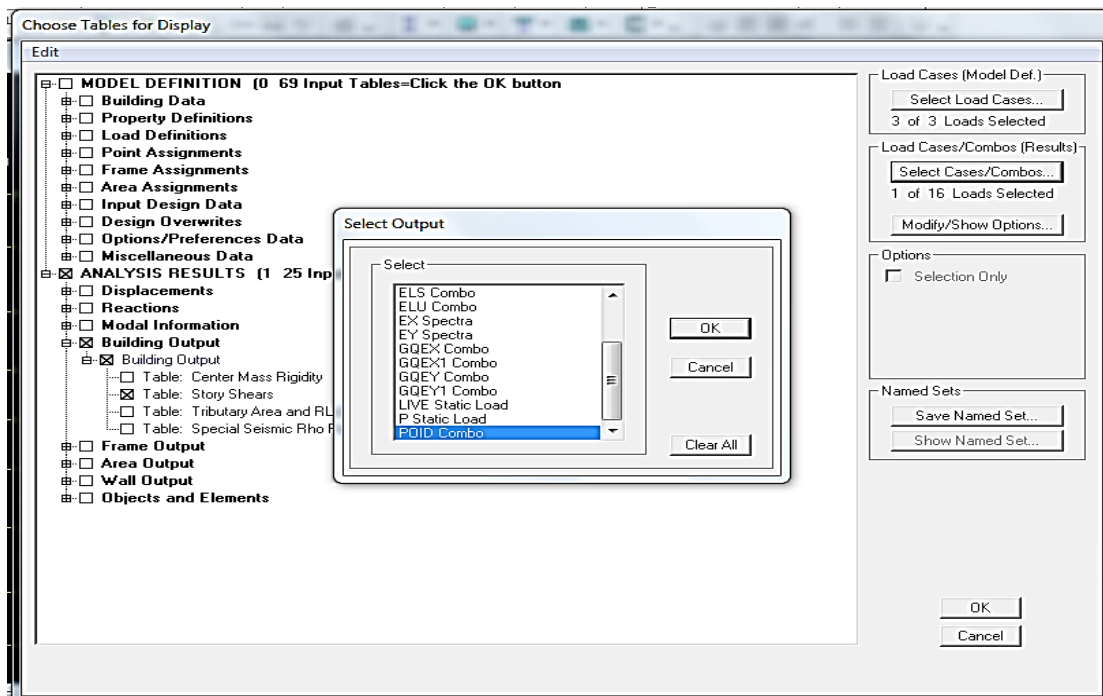
W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display $\longrightarrow$ **Show Table** $\longrightarrow$ **Building Output** $\longrightarrow$ **Building Output**

Table: Story Shears

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

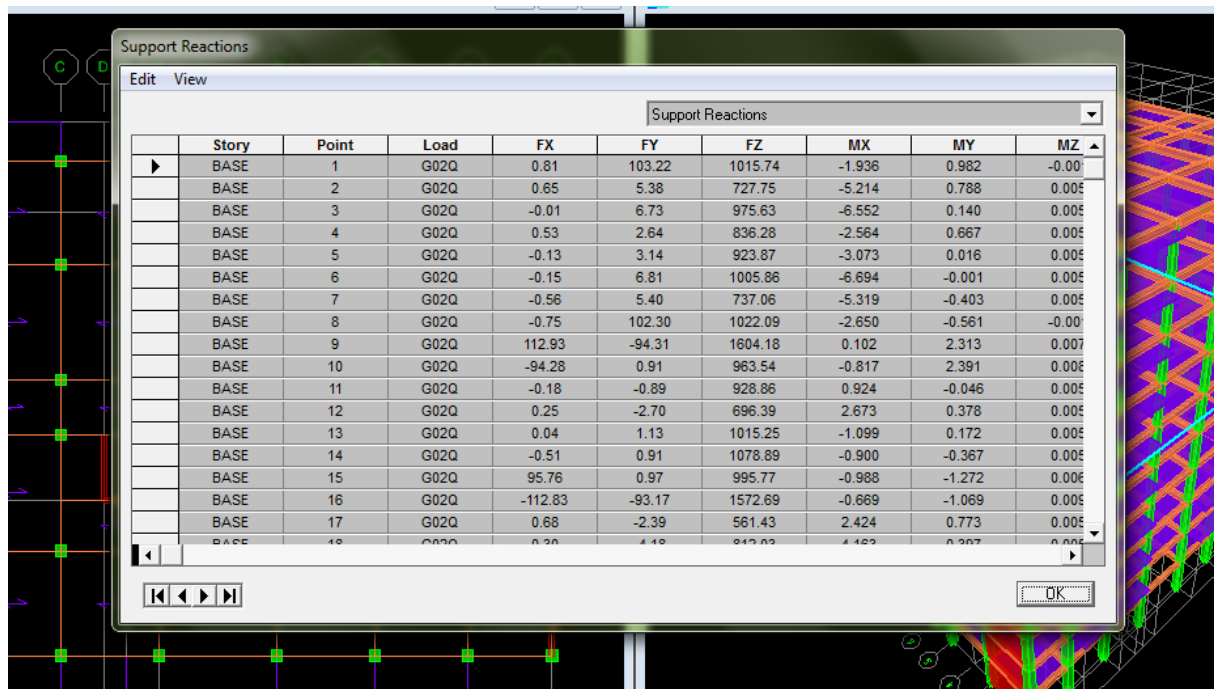


Figure V-6: Poids de la structure

Alors le poids total de la structure : $W_t = 47364.01 \text{ Kn}$

	Q _y		Q _x	
Observation de critère	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.15		1.15	

Tableau V.4 : Facteur de qualité Q

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,41
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	47364.01

Tableau V.5 : récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.15 \times 47364.01}{3.5} = 3291.46 \text{ NKN}$$

$$V_{RPA} = 3291.46 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

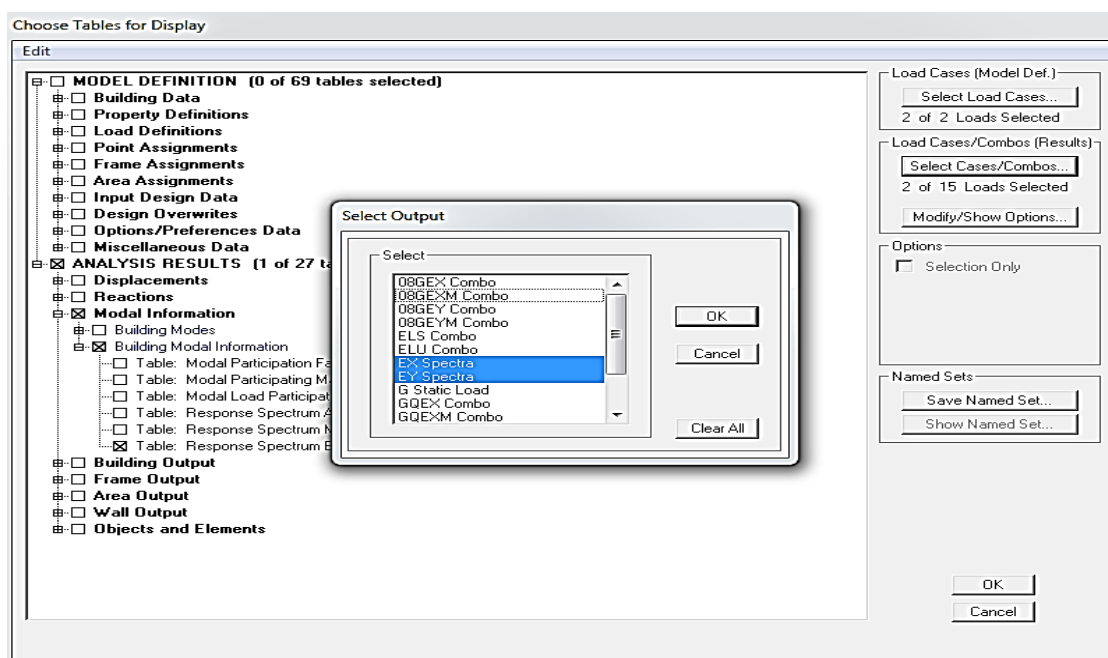
Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal Information** → **building modal information**

Puis on définit les combinaisons **Ex spectra** et **Ey spectra** en cliquant sur :

Select cases/combos



Les résultats s'afficheront comme suit :

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

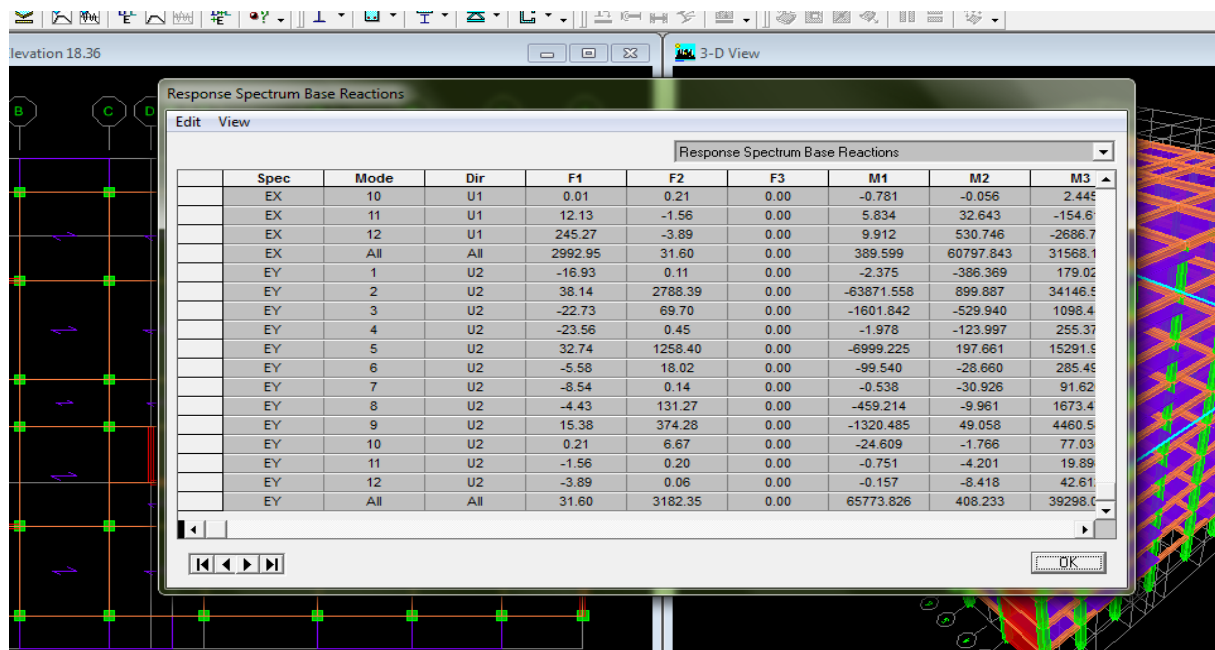


Figure V-7 : Efforts tranchant

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 2992.95 \text{ KN}$$

$$V_{ydn} = \text{Max } F_2 = 3182.35 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

- ✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 2992.95 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 3291.46 = 2633.16 \text{ KN. Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Sens transversal :**

$$V_{ydn} = 3182.35 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 3291.46 \text{ KN} = 2633.16 \text{ KN. Condition vérifié}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

L'effort tranchant à la base est vérifié.

7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- **P_K**: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V_K** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **Δ_K** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 »
- **h_K** : hauteur de l'étage «K».

			EX			EY		
	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (m)	V _x (KN)	θ _x	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ _y
9	5513.38	3,06	0.0084	767.45	0.0020	0.00735	801.44	0.0019
8	10537.40	3,06	0.0084	1247.34	0.0023	0.00735	1330.7	0.0022
7	15680.76	3,06	0.0084	1597.07	0.0027	0.00735	1713.67	0.0025
6	20824.11	3,06	0.00875	1887.53	0.0032	0.007	2029.99	0.0029
5	26105.17	3,06	0.00805	2138.85	0.0032	0.00665	2311.4	0.0030
4	31386.23	3,06	0.0077	2371.69	0.0033	0.0063	2558.27	0.0031
3	36823.34	3,06	0.00665	2583.96	0.0031	0.0056	2776.32	0.0029
2	42260.46	3,06	0.00525	2768.57	0.0026	0.00455	2971.57	0.0024
1	47872.00	3,06	0.0042	2919.53	0.0023	0.00315	3119.56	0.0021
RDC	53208.76	3,55	0.00175	2992.95	0.0007	0.0014	3182.35	0.0006

Tableau V.6 : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet (**P-Δ**) peut être négligé pour le cas de notre structure.

Condition vérifiée.

8) Vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ RPA99 Art 7.1.3.3}$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

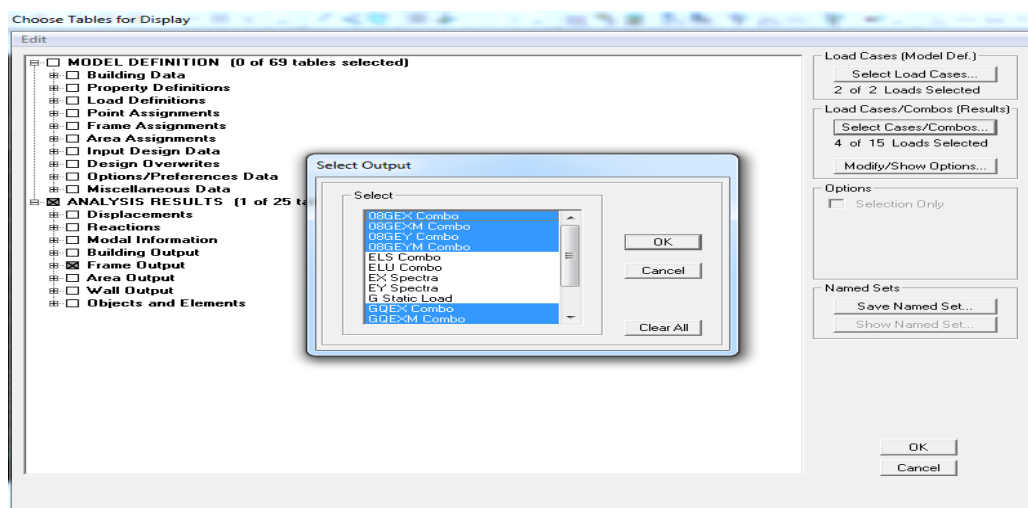
✓ poteau 50× 50(RDC, 1^{ère} étage)

Display → **Show Table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

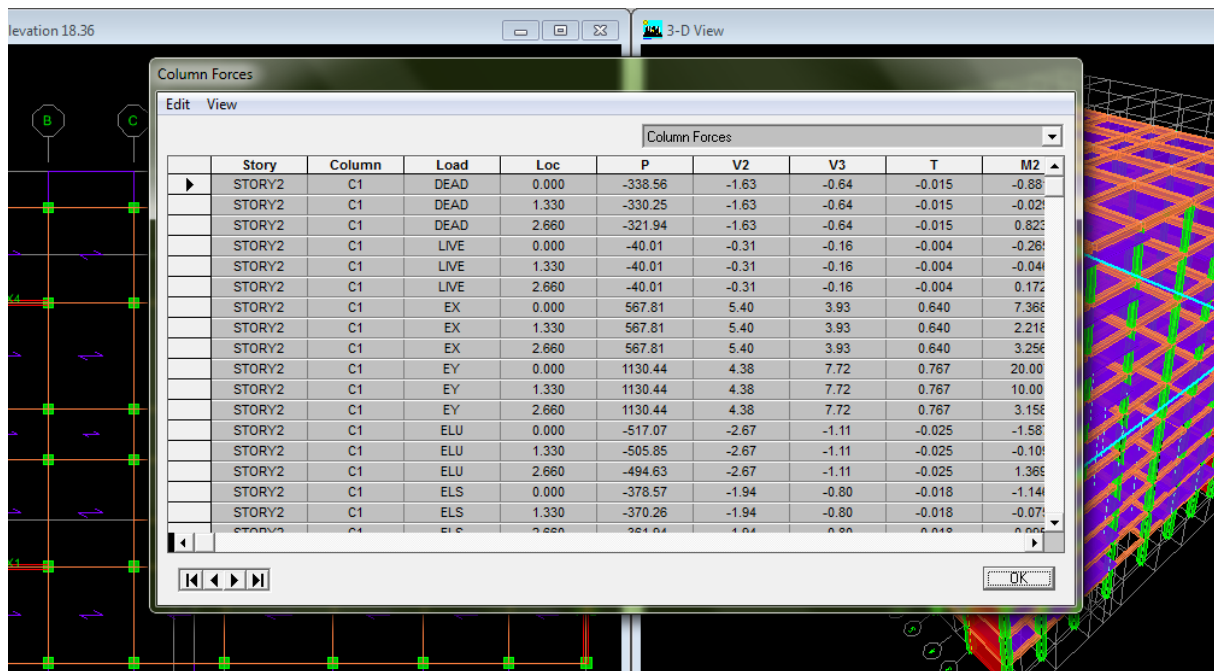


Figure V-8 : Les efforts normaux de la structure

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1913.43 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1913.43}{50 \times 50 \times 2.5} = 0,29 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 45×45:**

$$N_d = 1154.20 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1154.20}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,22 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 40×40:**

$$N_d = 856.68 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{856.68}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,21 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 35×35:**

$$N_d = 570.88 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{570.88}{35 \times 35 \times 2,5} = 0,18 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 30×30:**

$$N_d = 294.4 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{294.4}{30 \times 30 \times 2,5} = 0,13 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort réduit dans les poteaux est vérifié

- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

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.

I.1. Ferraillage des poteaux :

I.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- | | | |
|---|---|-----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ à l'ELU. - $G + Q \rightarrow$ à l'ELS - $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003. - $0,8G + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003. | } | RPA99 (Article 5 .2) |
|---|---|-----------------------------|

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

I.1.2. Recommandations et exigences du RPA :

a) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $3\% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Tableau VI-1 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

Sections des poteaux cm ²	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh] (cm ²)	3% [bh] (cm ²) en zone courante	6% [bh] (cm ²) en zone de recouvrement
50×50	20	75	150
45×45	16,2	60,75	121,5
40×40	12,8	48	96
35×35	9,8	36,75	73,5
30×30	7,2	27	54

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et en tournant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : $\emptyset_L$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

1. Calcul d'élancement (élancement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

λ_g : élancement géométrique.

2. Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset_{\min}$.

$\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

I.1.3. Calcul du ferraillage à l'ELU :

I.1.3.1. Armatures longitudinales :

I.1.3.1.1. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

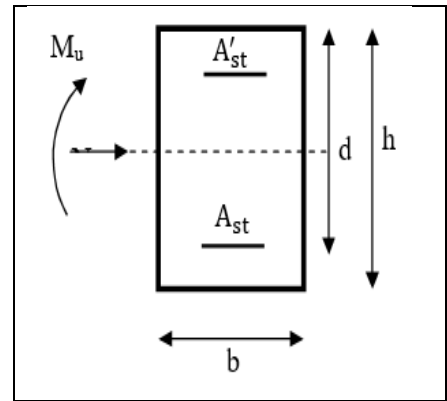


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. I-1 : Schéma de ferraillage

a. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

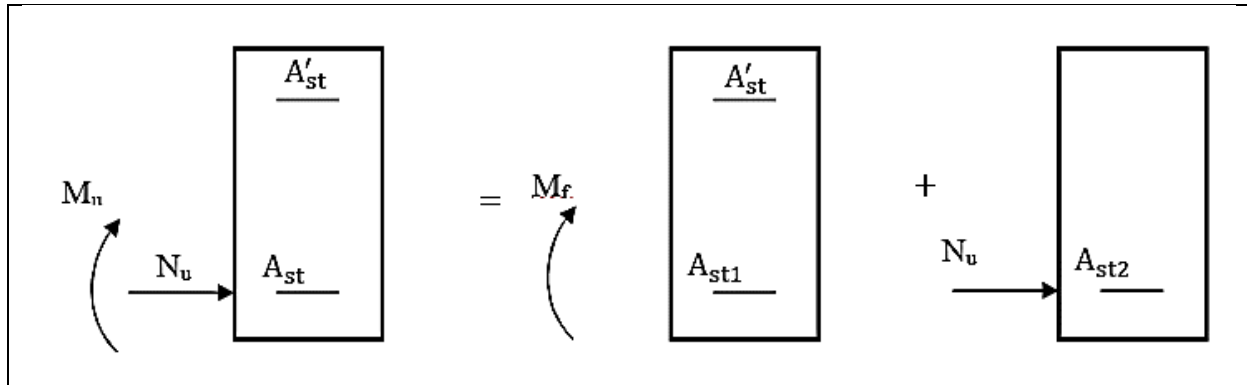


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **I-2 : Section partiellement comprimée (SPC).**

- **Calcul des armatures :**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (**SAA**).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

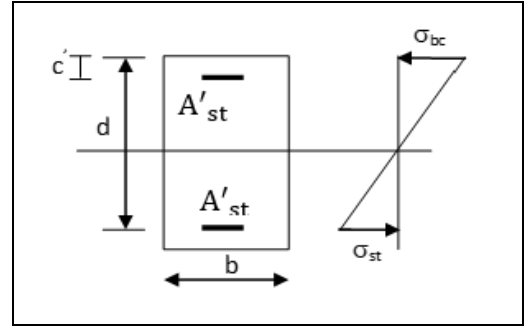


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte

répondant à ce style dans ce document.**I-3 : Schéma de ferraillage**

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures

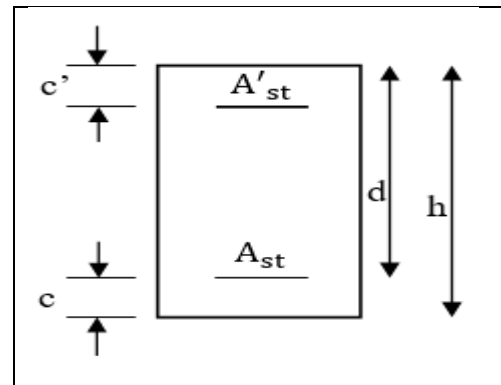


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte

répondant à ce style dans ce document.**I-4 : Schéma de ferraillage.**

Deux cas peuvent se présenter :

- **1^{er} cas** : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

- **2^{ème} cas : SDA (Section doublement Armée) :**

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
Zone I	[50 × 50]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0.8GQEX	1200,62	3,99
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1970,41	2,427
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQPEXM	-363,86	53,73
Zone II	[45 × 45]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0,8GPEYM	-91,69	23,248
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1550,08	6,879
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	ELU	-263,72	77,142
Zone III	[40 × 40]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0.8GQEY	-74,55	14,89
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1152,04	7,996
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEYM	-198,82	79,736
Zone IV	[35 × 35]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0.8GQEX	-64,75	25,249
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-770,34	6,405
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQPEXM	-139,94	68,874
Zone V	[30 × 30]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0.8GQEYM	-15,26	25,132
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-770,34	6,405
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQPEXM	-139,94	68,874

Tableau VI-2 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau

Avec :

Zone I : entre-sole, 1^{er} étage.

Zone II : 2^{eme}, 3^{eme}, étage.

Zone III : 4^{eme}, 5^{eme}, étage

Zone IV : 6^{eme}, 7^{eme} étage.

Zone V : 8^{eme}, 9^{eme} étage.

- Exemple d'un calcul manuel**

Exemple de calcul pour le poteau (50 x 50) cm² à l'ELU :

$$b = 50\text{cm} ; h = 50\text{cm}; d = 47\text{cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$c = c' = 3\text{cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1200,62 \text{ kN} ; M_u = 3,99 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,99 \times 10^2}{1200,62} = 0,33\text{cm}$$

$$e = 0,33\text{cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 22\text{cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

Calcul de :

$$N_u(d - c') - M_f \text{ et } \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

- Calcul du moment fictif :**

$$M_f = 3,99 + 1200,62 \left(\frac{0,50}{2} - 0,03\right) = 268,125 \text{ kN.m}$$

$$\text{Et : } \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,50}\right) (0,50)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 511,91 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1200,62(0,47 - 0,03) - 268,125 = 260,15 < 511,91 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{268,125 \times 10^6}{500 \times 470^2 \times 14,2} = 0,170$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$$\mu = 0,170 \rightarrow \beta = 0,902$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{268,125 \times 10^3}{0,902 \times 47 \times 348} = 18,17 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 18,17 - \frac{1200,62 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -16,63 \text{ cm}^2$$

- **Remarque :**

- La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.
- Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom : sans nom

Matériaux

Contrainte f_c : 25 MPa Coeff. : n : 15

Limite élast. f_e : 400 MPa

☒ Calcul aux E ☐ Calcul aux E

Effort N_d : 139.9 kN

Moment M_d : 68.87 kN.m

Coefficients

durée θ : 0.85

sécurité du γ_t : 1.15

sécurité de γ_s : 1

Convention signes

N > 0 : compression

M > 0 : tend la fibre

Fissuration

☐ peu préjudici

☐ préjudiciable

☐ très préjudici

Type d'armatur

☐ rond liss

☒ barre l

☐ barre l

Géométrie

Largeur : b : 0.3

Hauteur : h : 0.3

Pos. cdq armatures d' : 0.03

Pos. cdq armatures c : 0.03

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. I:5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)	NATU RE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	1200,62	3,99	SET	14,78	15,23	6,97	20	8HA20	25.13
	N ^{min} – M ^{corr}	-1970,41	2,427	SEC	0	0	6,96			
	N ^{corr} – M ^{max}	-363,86	53,73	SEC	0	0	6,96			
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-91,69	23,248	SET	0	0,19	5,60	16,2	8HA20	25,13
	N ^{min} – M ^{corr}	-1550,	6,879	SEC	0	0	5,61			
	N ^{min} – M ^{corr}	-263,72	77,142	SET	0	1,81	5,58			
Zone III	N ^{max} – M ^{corr}	-74,55	14,89	SET	0	0.02	4,38			16,08

(40x40)	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-1152,04	7,996	SEC	0	0	4,39	12,8	8HA16	
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-198,82	79,736	SET	0	3,12	4,36			
Zone III (35x35)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-64,75	25,249	SET	0	1,15	3,30	9,8	8HA14	12,31
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-770,34	6,405	SEC	0	0	3,32			
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-139,94	68,874	SET	0	3,93	3,30			
Zone III (30x30)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-15,26	25,132	SET	0	2,19	2,40	7,2	8HA12	10,18
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-770,34	6,405	SEC	0	0	2,40			
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-139,94	68,874	SET	0	5,35	2,32			

Tableau VI-3 : Résultats de ferrailage poteaux

I.1.4. Vérification à l'ELU :

A. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

• Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{Soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section d' $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ (3

Cadre).

• Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a : est la petite dimension du poteau

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm}.$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$.

NB : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

➤ **En zone de courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}.$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec : ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La disposition des cadres dans la zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

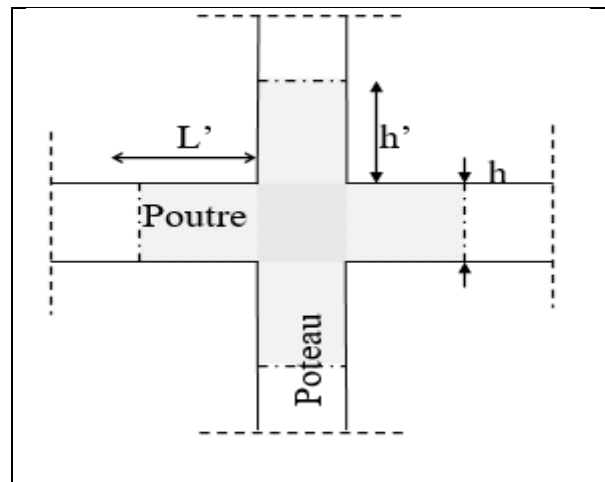


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **1:6 : Délimitation de la zone nodale.**

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁, h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

ZONE	Poteaux	H _e (cm)	h' = max (h _e /6 , B ₁ ,h ₁ ,60cm)	
Zone I	50× 50	3,06	h'= max (51, 50, 50,60cm)	h'= 60 cm
Zone II	45× 45	3,06	h'= max (51, 45, 45,60cm)	h'= 60 cm
Zone III	40 ×40	3,06	h'= max (51, 40, 40,60cm)	h'= 60 cm

Zone IV	35 × 35	3,06	h' = max (51, 35, 35, 60 cm)	h' = 60 cm
Zone V	30 × 30	3,06	h' = max (51, 30, 30, 60 cm)	h' = 60 cm

Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodale

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% .S_t .b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% .S_t .b_1$

-Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

- **Poteaux (50x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,50} = 4,326 < 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

- **Poteaux (45x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,65 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0038 \times 10 \times 45 = 1,71 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0038 \times 15 \times 45 = 2,52 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,4} = 4,80 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 40 = 1,76 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 40 = 2,64 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

- **Poteaux (35 x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

- **Poteaux (30 x 30) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,3} = 7,2 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

D'après les résultats ci-dessus, $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (du 1^{er} au dernier étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales :

$$(4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Conclusion :

Poteaux	Sections des armatures transversales(cm ²)	Espacement
(50 x 50)	(2 cadres Ø8) = 2,01	Zone nodale =10 cm Zone courant=15 cm
(45 x 45) (40 x 40) (35×35) (30×30)	(2 cadres Ø8+losange Ø8) = 2,01	Zone nodale=10 cm Zone courante=15 cm

La longueur minimale des recouvrements est de :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA 20** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les **HA 16** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **HA 14** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 \text{ cm}$.

Pour les **HA 12** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 \text{ cm}$.

a. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2,0 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 88,18 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 88,18 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,54 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 61,72 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 61,72 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,32 \text{ cm}$$

b. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_b sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Zone	V_u [KN]	λ_g	ρ_d	b (cm)	d (cm)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (50x50)	28,98	4,32	0,04	50	47	0,011	1	CV
Zone II (45x45)	44,69	4,65	0,04	45	42	0,022	1	CV
Zone III (40x40)	47,62	4,80	0,04	40	37	0,029	1	CV
Zone III (35x35)	41,12	6,18	0,075	35	32	0,033	1,875	CV
Zone III (30x30)	41,12	7,2	0,075	30	27	0,045	1,875	CV

Tableau VI-5 : vérification de la quantité d'armatures transversales

I.1.5. Vérification à l'ELS :**I.1.5.1. Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sollicitations	N _s (KN)	Ms(KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Condition
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-355,05	-0,808	0.002	6,97	25,13	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	1434,36	1,761	0.001	6,96		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-793,26	22,937	-0.029	6,96		CV
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-244,6	3,892	-0.016	5,60	25,13	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-1128,39	4,99	-0.004	5,61		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-604,42	26,977	-0.045	5,58		CV
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-143,53	4,71	-0.033	4,38	16,08	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-838,74	5,808	-0.007	4,39		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-415,15	30,21	-0.073	4,36		CV
Zone IV (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-64,96	4,51	-0.069	3,30	12,31	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-838,74	5,808	-0.007	3,32		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-415,15	30,21	-0.073	3,30		CV
Zone V (30x30)	N ^{max} – M ^{corr}	-4,19	0,057	-0.014	2,40	10,18	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-289,68	3,991	-0.014	2,40		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-87,17	25,01	-0.287	2,32		CV

Tableau VI-6: Vérifications la condition de non fragilité sens X-X

I.1.5.2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

• **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{binf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	A _{adop} (cm ²)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Conditions
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-355,05	-0,808	25.13	0.97	1.01	15	14.6	15.1	400	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-1434,36	1,761		4.04	3.95		60.05	59.4		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-793,26	22,937		2.76	1.66		40.3	25.9		CV
Zone III (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-244,6	3,892	25,13	1.02	0.74	15	15	11.4	400	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-1128,39	4,99		4.24	3.88		63.2	58.6		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-604,42	26,977		3.14	1.21		45.2	20.1		CV
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-143,53	4,71	16,08	0.96	0.42	15	13.7	6.93	400	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-838.74	5,808		4.36	3.7		64.6	56.2		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-415,15	30,21		3.71	0.28		51.7	8.07		CV
Zone III	N ^{max} – M ^{corr}	-64,96	4,51	12,31	0.8	0.02	15	11	1.27	400	CV

(35x35)	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-838,74	5,808		5.76	4.76		85.1	72.7		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-415,15	30,21		5.21	0		71.5	6.64		CV
Zone III (30x30)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-4,19	0,057	10,18	0.04	0.03	15	0.61	0.43	400	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-289,68	3,991		2.94	1.87		42.5	29.6		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-87,17	25,01		4.7	0		55.3	-66.2		CV

Tableau VI-7 :récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

I.1. Poutres :**I.1.1. Introduction :**

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

I.1.2. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**I.1.2.1. Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- ❖ 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.

Tableau 1 : Recommandations du RPA

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (30x40) cm²	6	48	72
Poutre secondaire (30x35) cm²	5,25	42	63

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de $10cm$ entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

I.1.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \quad \text{en zone nodale et en travée}$$

➤ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3 étapes de calcul du ferraillage à l'ELU :

1) Etapes de calcul en flexion simple :

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas :

- ❖ Si $\mu < \mu_l = 0.392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

- ❖ Si $\mu > \mu_l = 0,392$ les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

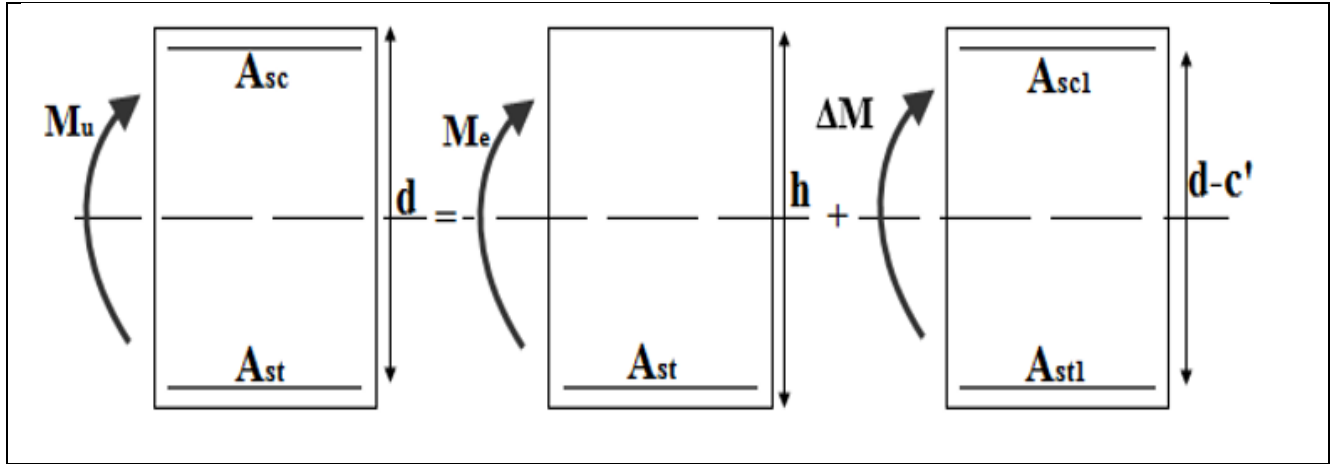


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.:1 : Section doublement armée

I.1.3. Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

- 1^{er} cas : non adhérer aux voiles :

Tableau 2 : Ferraillage des poutres

	Localisation	Moments (KN.m)	Load	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutres Principales	Travée	51,232	ELU	4,18	1.34	3HA14	4,62
	Appuis	-112,089	GQPEY	9,68	1.34	3HA16+ 3HA14	10,65
Poutres Secondaires	Travée	33,142	ELU	3,16	1.15	3HA14	4,62
	Appuis	-84,713	GQPEX	7,25	1.15	3HA14+ 3HA12	7,94

- 2^{ème} cas : adhérer aux voiles :

	Localisation	Moments (KN.m)	Load	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A _{ad} [cm ²]
Poutres Principales	Travée	23,98	ELU	1,88	1.34	3HA12	3,32
	Appuis	-120,917	GQPEY	8,78	1.34	3HA14+3HA14	9,23
Poutres Secondaires	Travée	1,46	ELU	0.13	1.15	3HA12	3,32
	Appuis	-2,404	ELU	0,22	1.15	3HA12	3,32

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit

- ✓ $St_{max} = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓ $St \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

I.1.4. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- ✓ A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées en cadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

- **Le diamètre des armatures transversales est :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

$$\phi_t \leq \min\{1,14; 1,6; 3,5\}$$

On Choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

- **Poutres principales (30×40)**

$$St \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) \quad St \leq \min(10; 19,2) \quad \text{St} = 10\text{cm}$$

- **Poutres secondaires (30×35) :**

$$St \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad St \leq \min(8,75; 16,8) \quad \text{St} = 8,75\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutres principales (30×40)**

$$St \leq \frac{40}{2} \quad \text{St} = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30×35) :**

$$St \leq \frac{35}{2} \quad \text{St} = 15 \text{ cm}$$

I.1.5. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

- Poutre Principale : $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.
- Poutre Secondaire : $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

I.1.6. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi 16$: $l_s = 56,43 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 60 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à $0.4L_s$

Pour $\phi 12$: $l_s = 18 \text{ cm}$

I.1.7. Vérification à l'ELU :

- **Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

- **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Tableau 3 : Vérification condition de non fragilité

	Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre principale	Travée	1.34	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	1.34	10,65	Condition vérifiée
Poutre secondaire	Travée	1.15	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	1.15	7,94	Condition vérifiée

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau 4 : Vérification aux cisaillements

Poutres	T (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale (30x40)	91,63	30	37	0,83	3,33	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x35)	37,33	30	32	0,38	3,33	Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau 5: Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	T_u (KN)	$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d}$	$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$	Observation
Poutre principale (30x40)	30	37	25	1,5	91,63	1,8	13,33	CV
Poutre secondaire (30x35)	30	32	25	1,5	37,33	0,86	13,33	CV

✓ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Tableau 6 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$M_u^{\max}$ (KN.m)	d (cm)	$0,9 \times d$	A_u (cm ²)	Observation
Poutre principale (30x40)	91,63	23,98	37	0,33	-117,26	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x35)	37,33	1,46	32	0,29	-104,89	Condition vérifiée

✓ Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 300 \times 370 \times 25}{1,5} = 666 \text{ kN}$$

$$\overline{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 300 \times 320 \times 25}{1,5} = 576 \text{ kN}$$

Tableau 7 : Influence de l'effort tranchant aux appuis

	T_u	$\overline{T}_u$	Observations
Poutres principales	91,63	666	Condition vérifiée
Poutres secondaires	37,33	576	Condition vérifiée

I.1.8. Vérification à l'ELS :

I.1.8.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

I.1.8.2. Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible. $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

	Position	$M_s^{\max}$ [kN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutre Principale	Travée	37,4	4,62	0,418	0,901	35,5	241	348	6,78	15	CV
	Appuis	-59,64	10,65	0,956	0,863	21,50	175,2	348	8,15	15	CV
Poutre Secondaire	Travée	24,1	4,62	0,483	0,895	32,62	182,2	348	5,58	15	CV
	Appuis	-33,22	7,94	0,827	0,870	23,46	150,3	348	6,40	15	CV

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU :

	Section (cm ²)	A_{adp}	
		Travée	Appuis
Poutres principales	30×40	3HA14	3HA16+3HA14
Poutres secondaires	30×35	3HA14	3HA14+3HA12

I.1. Ferrailage des Voiles :

I.1.1. Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

I.1.2. Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

I.1.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 :**I.1.3.1. 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.**

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

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.

I.1.3.2. 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 $\emptyset$ 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 :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9 /Version2003.}$$

- 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.

I.1.3.3. 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 ($e = 15 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/(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 : $T = 1,4 \times V_u$

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.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : entre sol, 1^{er} étage
- ✓ **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème} étage
- ✓ **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème} étage
- ✓ **Zone IV** : 6^{ème}, 7^{ème} étage
- ✓ **Zone V** : 8^{ème}, 9^{ème} étage

I.1.4. 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 les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

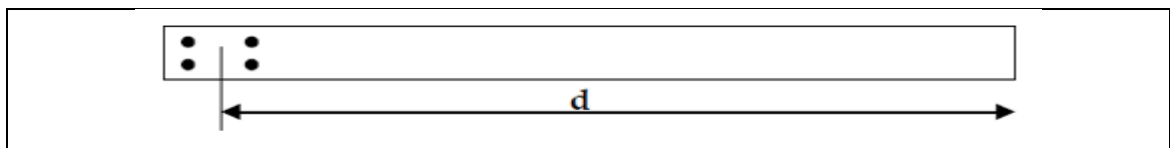
➤ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

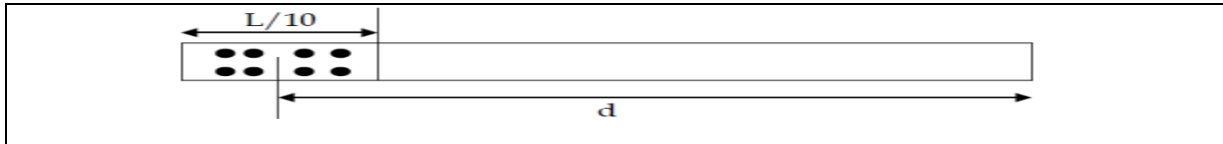
➤ Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent

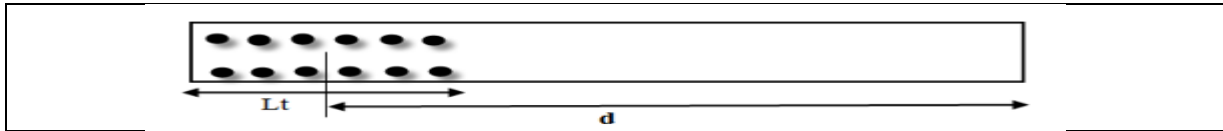
- **Cas 01** : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- **Cas 02** : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



- **Cas 03 :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

I.1.5. Détermination des armatures :

I.1.5.1. Armatures verticales :

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

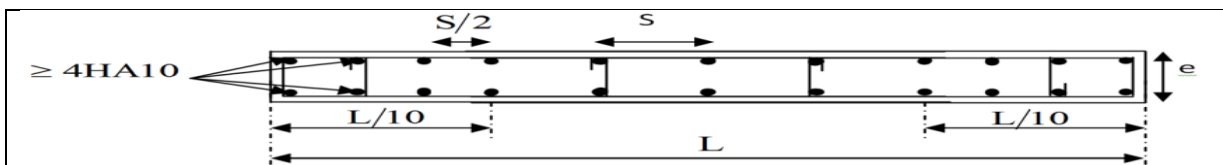


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.:1 :

Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

I.1.5.2. Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_v : Section des armatures verticales.

➤ **Vérification a ELU :**

• **Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = \max \begin{cases} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{cases}$$

• **Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\% B \times l_t$ (Art 7.7.4.1 / RPA99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile

L_t : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\% B \quad (\text{Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003})$$

• **Zone courante :**

On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\% L_c b$

(Art 7.7.4.2 RPA99 version 2003)

Avec

L_c = L - 2L/10 : La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

I.1.6. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 / RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times T$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

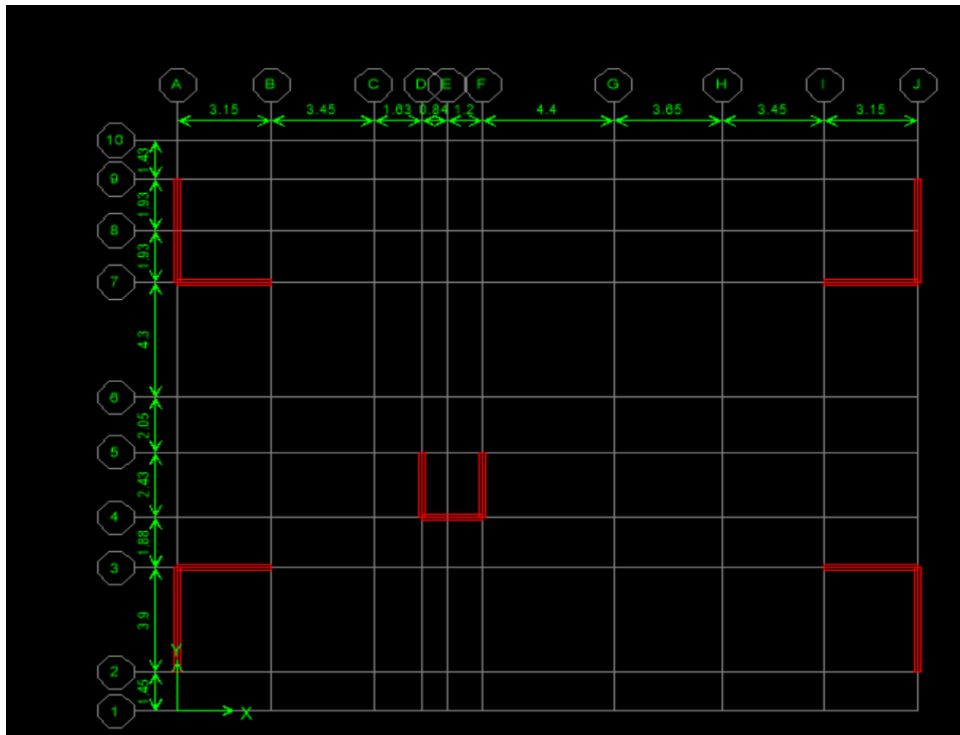
h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

❖ Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



❖ Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 5 groupes :

- ❖ V1
- ❖ V2
- ❖ V3
- ❖ V4

I.1.7. Calcul de ferraillage :

I.1.7.1. Ferraillage de voile V1 :

- Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 15\text{cm}$

	A_v adoptée (cm²)	A_H (cm²)	A_H adoptée (cm²)
Zone I	2x10HA12+20HA8 = 32.67	8.16	2x7HA10 = 11.00
Zone II	2x10HA12+20HA8 = 32.67	8.16	2x7HA10 = 11.00
Zone III	2x10HA12+20HA8 = 32.67	8.16	2x7HA10 = 11.00
Zone IV	2x10HA12+20HA8 = 32.67	8.16	2x7HA10 = 11.00
Zone V	2x10HA12+20HA8 = 32.67	8.16	2x7HA10 = 11.00

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

- Armatures de couture :

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

VL	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm²)	Acnf (cm²)	At adoptée (cm²)	Ac (cm²)	Ac adoptée (cm²)
Zone I	Nmax=-710.62	Mcor=44.563	0.15	SEC	0	9,54	(10HA12)	4.2	(10HA8)
	Nmin =-1648.73	Mcor=-4.877		SEC	0				
	Ncor=-1365.62	Mmax=95.903		SEC	0				
Zone II	Nmax=-578.4	Mcor=68.89	0.15	SEC	0	9,54	(10HA12)	4.2	(10HA8)
	Nmin= -1389.96	Mcor=89.95		SEC	0				
	Ncor=-1113.65	Mmax=146.276		SEC	0				
Zone III	Nmax = -437	Mcor=87.147	0.15	SEC	0	9,54	(10HA12)	4.2	(10HA8)
	Nmin =-1639.97	Mcor=-497.67		SEC	.0				
	Ncor=-1639.97	Mmax=497.76		SEC	0				
Zone IV	Nmax=-265	Mcor=105.925	0.15	SEC	0	9,54	(10HA12)	4.2	(10HA8)
	Nmin =-1079.46	Mcor=-374.256		SEC	0				
	Ncor=-1073.26	Mmax=510.647		SEC	0				
Zone V	Nmax = -92.7	Mcor=175.423	0.15	SEC	0	9,54	(10HA12)	4.2	(10HA8)
	Nmin = -549.82	Mcor =-341.766		SEC	0				
	Ncor = -270.65	Mmax =510.40		SEC	0				

VL ASC

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm²)	Acnf (cm²)	At adoptée (cm²)	Ac (cm²)	Ac adoptée (cm²)
Zone I	Nmax=-542.52	Mcor=-6.613	0.15	SEC	0	6,5	(10HA10)	2,7	(10HA8)
	Nmin =-1148.13	Mcor=-1.272		SEC	0				
	Ncor=-1078.35	Mmax=5.91		SEC	0				
Zone II	Nmax=-450.72	Mcor=-5.828	0.15	SEC	0	6,5	(10HA10)	2,7	(10HA8)
	Nmin= -991.19	Mcor=5.845		SEC	0				
	Ncor=-906.76	Mmax=8.13		SEC	0				
Zone III	Nmax = -341.28	Mcor=-2.04	0.15	SEC	0	6,5	(10HA10)	2,7	(10HA8)
	Nmin =-802.95	Mcor=2.72		SEC	0				
	Ncor=-698.78	Mmax=2.83		SEC	0				
Zone IV	Nmax=-216.1	Mcor=2.66	0.15	SEC	0	6,5	(10HA10)	2,7	(10HA8)
	Nmin =-578.65	Mcor=-2.62		SEC	0				
	Ncor=-417.12	Mmax=4.9		SEC	0				
Zone V	Nmax = -75.33	Mcor=13.104	0.15	SEC	0	6,5	(10HA10)	2,7	(10HA8)
	Nmin = -328.75	Mcor =-9.18		SEC	0				
	Ncor = -147.13	Mmax =25.98		SEC	0				

VT

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm²)	Acnf (cm²)	At adoptée (cm²)	Ac (cm²)	Ac adoptée (cm²)
Zone I	Nmax=-845,33	Mcor=-44,127	0.15	SEC	0	11,8	(8HA14)	5.4	(10HA10)
	Nmin =-1912,22	Mcor=25,148		SEC	0				
	Ncor=-1665,36	Mmax=112,254		SEC	0				
Zone II	Nmax=-704,32	Mcor=-49,13	0.15	SEC	0	11,8	(8HA14)	5.4	(10HA10)
	Nmin=-1666,51	Mcor=102,86		SEC	0				
	Ncor=-1383,7	Mmax=135,15		SEC	0				
Zone III	Nmax =-529,61	Mcor=-50.86	0.15	SEC	0	11,8	(8HA14)	5.4	(10HA10)
	Nmin =-1346,3	Mcor=136,06		SEC	0				
	Ncor=-1033,31	Mmax=137,52		SEC	0				
Zone IV	Nmax=-320,62	Mcor=67,63	0.15	SEC	0	11,8	(8HA14)	5.4	(10HA10)
	Nmin =-955,5	Mcor=146,132		SEC	0				
	Ncor=-955,5	Mmax=146,132		SEC	0				
Zone V	Nmax = -63,88	Mcor=61,37	0.15	SEC	0	11,8	(8HA14)	5,4	(10HA10)
	Nmin = -490,8	Mcor =151,548		SEC	0				
	Ncor = -210,3	Mmax =161,782		SEC	0				

VT ASC

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm²)	Acnf (cm²)	At adoptée (cm²)	Ac (cm²)	Ac adoptée (cm²)
Zone I	Nmax=-629,06	Mcor=-7,623	0.15	SEC	0	7,58	(8HA12)	3,2	(10HA8)
	Nmin =-1401,5	Mcor=1,434		SEC	0				
	Ncor=-1256	Mmax=15,58		SEC	0				
Zone II	Nmax=-529,5	Mcor=0,248	0.15	SEC	0	7,58	(8HA12)	3,2	(10HA8)
	Nmin= -1209,1	Mcor=-15,55		SEC	0				
	Ncor=-1047,42	Mmax=27,223		SEC	0				
Zone III	Nmax = -404,6	Mcor=10,64	0.15	SEC	0	7,58	(8HA12)	3,2	(10HA8)
	Nmin =-979,64	Mcor=-21.32		SEC	0				
	Ncor=-796,2	Mmax=32,82		SEC	0				
Zone IV	Nmax=-260,05	Mcor=20,83	0.15	SEC	0	7,58	(8HA12)	3,2	(10HA8)
	Nmin =-709,35	Mcor=-19,69		SEC	0				
	Ncor=-701,06	Mmax=44,317		SEC	0				
Zone V	Nmax = -92,36	Mcor=21,64	0.15	SEC	0	7,58	(8HA12)	3,2	(10HA8)
	Nmin = -413,62	Mcor =-40,67		SEC	0				
	Ncor = -210,28	Mmax =80,70		SEC	0				

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

VII. 1. Introduction

Les fondations constituent des éléments structurels dont la fonction principale est de transférer les charges de la superstructure vers le sol. En général, un élément spécifique de la structure est capable de transmettre à sa fondation plusieurs types de sollicitations, à savoir :

- Une charge verticale centrée, où il est essentiel de déterminer les valeurs maximales de cette charge.
- Une force horizontale résultant de l'action sismique, dont l'intensité et la direction peuvent varier.
- Un moment pouvant agir dans divers plans.

Ce transfert des charges s'effectue soit directement, comme dans le cas des semelles qui reposent directement sur le sol, ou indirectement par le biais d'autres éléments, comme c'est le cas des semelles reposant sur des pieux. Par conséquent, on peut distinguer deux catégories principales de fondations :

1. Fondations superficielles : Ces fondations sont adaptées aux sols présentant une capacité portante suffisante. Elles permettent de transmettre directement les charges au sol. Les types de fondations superficielles les plus courants comprennent :
 - Les semelles continues situées sous les murs.
 - Les semelles continues situées sous les poteaux.
 - Les semelles isolées.
 - Les radiers.
2. Fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé lorsque les sols ont une capacité portante limitée ou lorsque le sol adéquat se trouve à une grande profondeur. Les principales catégories de fondations profondes sont :
 - Les pieux.
 - Les puits.

VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, notamment :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Le type d'ouvrage, sa charge, sa géométrie et d'autres caractéristiques structurelles joueront un rôle déterminant dans le choix de la fondation appropriée.
- La nature du terrain et sa résistance : Les propriétés géotechniques du sol, telles que sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa capacité portante, sont essentielles pour évaluer la faisabilité des fondations et déterminer le type le plus adapté.
- La profondeur du bon sol : Si un sol favorable (bonne capacité portante) est situé à une profondeur accessible, il peut influencer le choix des fondations, en particulier pour les fondations superficielles.
- Le tassement du sol : Les mouvements verticaux du sol, dus à la charge de la superstructure, doivent être pris en compte pour éviter des tassements excessifs, ce qui peut orienter le choix vers des fondations plus appropriées pour gérer ces tassements.
- La raison économique : Le coût global du projet, y compris celui des fondations, est un facteur déterminant dans le choix du type de fondation, car il doit rester économiquement viable.

Pour le cas de notre structure, nous avons plusieurs options à considérer, notamment des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. Le choix final du type de fondation sera basé sur une évaluation approfondie prenant en compte les résultats du dimensionnement et en tenant compte de l'ensemble des critères mentionnés précédemment. Il est important de garantir que la fondation choisie offre la stabilité et la sécurité nécessaires tout en restant économiquement viable pour le projet.

VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .4. Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal ($N_s \text{ max}$) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

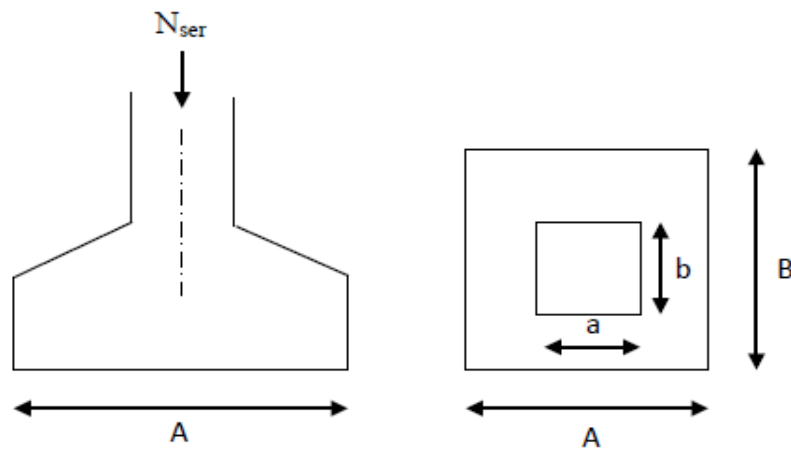


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 1434,36 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{1434,36}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2,68 \text{ m}$

Conclusion :

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie le choix des semelles filantes.

B) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur de la semelle

- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VL1	3,15	1177,22	1,87	5,89
VL2	3,15	1197,45	1,90	5,99
VL3	3,15	1206,06	1,91	6,03
VL4	3,15	1206,75	1,92	6,03
VL5	2,04	841,15	2,06	4,21
Total (m2)				28,14

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VT1	3,90	1399,92	1,79	7,00
VT2	3,90	1392,92	1,79	6,96
VT3	3,90	1384,85	1,78	6,92
VT4	3,90	1353,75	1,74	6,77
VT5	2,43	1026,71	2,11	5,13
VT6	2,43	989,89	2,04	4,95
Total (m2)				37,74

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 28.14 + 37.74 = 65,88 \text{ m}^2$ et : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux

▪ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : L distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	1194,85	-8,87	-0,007	-8,87
P2	1243,02	-1,16	-0,001	-1,16
P3	1088,00	6,44	0,006	6,44
P4	1147,93	-6,52	-0,006	-6,52
P5	1434,36	1,76	0,001	1,76
P6	973,16	7,14	0,007	7,14
Somme	7081,32	-1,22		-1,22

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 7081,32 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{L}{6} = \frac{18,90}{6} = 3,15 \text{ m} \\ e_i = -9,89 \text{ m} \end{array} \right\} e_i = -9,89 \text{ m} < e = 2,75 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{7081,32}{18,90} \left(1 + \frac{6 \times (-0,0003)}{18,90} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{7081,32}{18,90} \left(1 + \frac{6 \times (-0,0003)}{18,90} \right) = 374,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{7081,32}{18,90} \left(1 - \frac{6 \times (-0,0003)}{18,90} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{7081,32}{18,90} \left(1 - \frac{6 \times (-0,0003)}{18,90} \right) = 374,63 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{374,65}{2 \times 10^2} = 1,87 \text{ m}^2$$

On prend : $B = 1,90 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times l_{90} \times n = 1,90 \times 18,90 \times 8 = 287,28 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 287,28 + 65,88 = 353,16 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 18,90 \times 25,40 = 480,06 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{353,16}{480,06} = 73,57\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion :

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 73,57% , ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

C)Radier nervuré

Un radier nervuré est défini comme une fondation superficielle qui fonctionne de manière similaire à un plancher renversé. Ses appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature de la structure, et il est soumis à la réaction du sol ainsi qu'à son propre poids.

Les caractéristiques essentielles d'un radier nervuré sont les suivantes :

- Il est rigide dans son plan horizontal, assurant une répartition uniforme de la charge sur la fondation.
- Il permet une meilleure répartition linéaire des charges sur le sol de fondation.
- Sa mise en place est facilitée par rapport à d'autres types de fondations, notamment en ce qui concerne le coffrage.
- Sa construction est rapide, ce qui peut accélérer le calendrier du projet.
- Il semble mieux adapté pour faire face aux problèmes potentiels liés aux tassements ultérieurs, offrant une certaine résilience face à ces mouvements du sol.

Pré dimensionnement du Radier

Epaisseur de radier (nervures)

L'épaisseurs de la nervures de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 55 \text{ cm}$$

Avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{max} = 4.40 \text{ m}$)

- **Condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{440}{8} \leq h_n \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 0,55 \text{ cm} \leq h_n \leq 0,88 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 90$ cm.**

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{440}{20} = 22,00 \text{ cm} \text{ Avec : une hauteur minimale de 30 cm.}$$

On prend : $h_d = 30$ cm

Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$$0,09 \text{ m} \leq h_t \leq 0,11 \text{ m}$$

soit : $h_t = 10$ cm (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \Rightarrow 36,00 \text{ cm} \leq b_n \leq 63,00 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 55$ cm

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- ° La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 90$ cm
- ° Largeur de la nervure : $b_n = 55$ cm
- ° La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30$ cm
- ° Dalle flottante : $h_t = 10$ cm

Détermination de la surface nécessaire du radier :**Les charges :**

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 45902,88 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 7305,89 \text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 45902,88 + 1.5 \times 7305,89 = 72927,72 \text{ KN}$.

L'ELS : $G + N = 45902,88 + 7305,89 = 53208,77 \text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{72927,72}{1.33 \times 200} = 274,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53208,77}{200} = 266,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (274,16 ; 266,04) = 274,16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 480,06 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 274,16 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL , il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (25,40 \times 0,5) \times 2 + (18,90 \times 0,5) \times 2 + (0,5 \times 0,5) \times 4 = 45,30 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 480,06 + 45,30 = 525,36 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base de radier :**➤ Charge permanente :****• Poids de bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 45902,88 \text{ KN}$$

• Poids de radier :

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle de radier

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 525,36 \times 0,3 \times 25 = 3940,20 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure**

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0.55(0.90-0.3) \times (25.40 \times 6 + 18.90 \times 8) \times 25 = 2504.70 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} = (525.36 - 166.98) \times (0.90 - 0.3) \times 17 = 5375.70 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } S_{\text{nervures}} = 0.55 \times (0.90 - 0.3) \times (25.40 \times 6 + 18.90 \times 8) = 166.98 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids de la TVO : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}} = (525.36 - 166.98) \times 0.10 \times 25 = 895.95 \text{ KN}$$

$$\text{d'où: } G_{\text{radier}} = P_d + P_{\text{ner}} + P_{\text{tvo}} + P_{\text{flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = 3940.20 + 2504.70 + 5375.70 + 895.95 = 12716.55 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{\text{bâtiment}} = 7305.89 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2.5 \times 525.36 = 1313.40 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 45902.88 + 12716.55 = 58619.43 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 7305.89 + 1313.40 = 8619.29 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 58619.43 + 1.5 \times 8619.29 = 92065.17 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 58619.43 + 8619.29 = 67238.72 \text{ KN}$$

Vérification:

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 modifie 99 (Art A.5.1.1)**

Il faut vérifier que : $\leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{92065.17 \times 1}{525.36} \times \frac{4.400}{2} = 385.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{385.53 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier****a. Calcule les caractéristiques géométriques de radier**• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{25,40}{2} = 12,70 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{18,90}{2} = 9,45 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,40 \times 18,90^3}{12} = 14290,19 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18,90 \times 25,40^3}{12} = 25809,63 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Sens	xx	60797,83	2992,95	0,90	63491,49
	yy	65773,85	3182,35	0,90	68637,96

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $S_{rad} = 525,36 \text{ m}^2$;

$N_u = 92065,17 \text{ KN}$; $N_s = 67238,72 \text{ KN}$.

		ELU				ELS			
Contraintes		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	206,48	144,00	190,86	266,00	159,23	96,74	143,61	200
	YY	220,63	129,85	197,94	266,00	173,38	82,60	150,68	200

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

➤ **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,8m.

Poteaux :

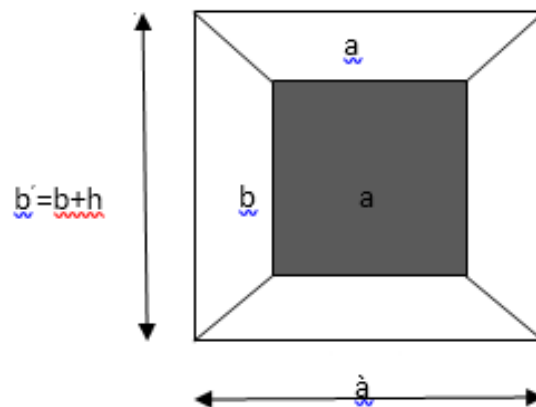


Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,50 + 0,50 + 2 \times 0,90) = 5,60 \text{ m.} \\ N_u = 1970,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1970,41 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5,60 \times 0,900 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3780 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Voile :

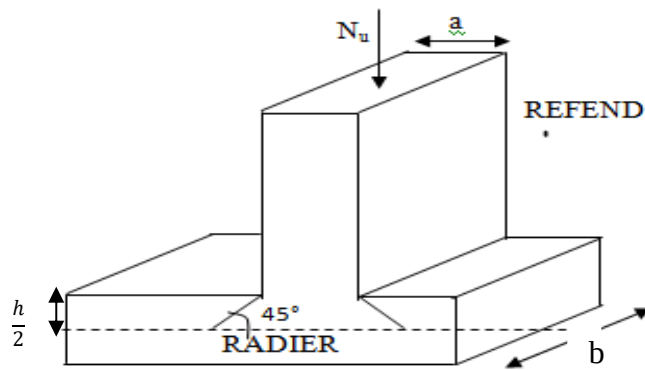


Figure VII.4. Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,15 + 1,80 + 2 \times 0,90) = 7,50 \text{ m.} \\ N_u = 1912,22 \text{ KN} \\ N_u = 1912,22 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 7,50 \times 0,90 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5062,50 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$P = 58619,43 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=100\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 525,36 \times 0,90 = 7092,36 \text{ KN}$$

$$P = 58619,43 \text{ KN} > P' = 7092,36 \text{ KN} \quad \longrightarrow$$

Condition vérifiée

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier

Le radier est conçu pour opérer comme un plancher inversé, et le calcul de son armature sera effectué en suivant les méthodes détaillées dans la version révisée de la norme [B.E.A.L 91, édition 1999].

Ferraillage de la dalle du radier

Lors de l'analyse de la dalle du radier, on la considérera comme un panneau rectangulaire uniformément chargé, prenant appui sur ses quatre côtés. Il convient de distinguer deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

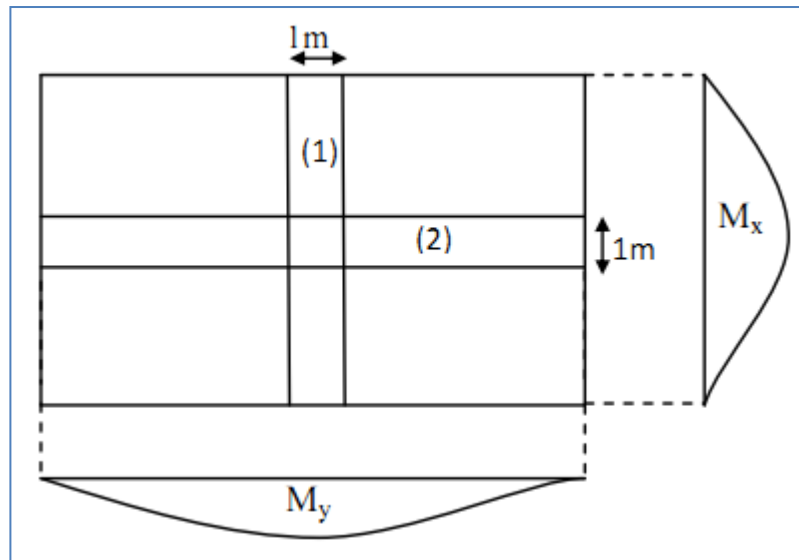
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 5,40\text{m}$; $L_y = 5,40\text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{4,40} = 0,98 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus 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

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	σ_m (KN/m ²)	q_m (KN/m)
ELU	197,94	173,73
ELS	150,68	126,48

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier .

$$\text{A L'ELU: } q_m^u = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (197,94 - \frac{12716,55}{525,36}) \times 1\text{m} = 173,73 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS: } q_m^s = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (150,68 - \frac{12716,55}{525,36}) \times 1\text{m} = 126,48 \text{ KN/ml}$$

• Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x = 0,98 \quad ; \quad \nu = 0 (\text{ELU}) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

• Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = 0,0385 \times 173,73 \times 4,30^2 = 123,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0,956 \times 123,67 = 118,23 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de

L'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments

Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.

✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 123,67 = 61,84 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 118,23 = 59,12 \text{ KNm} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 123,67 = 105,12 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 123,67 = 100,50 \text{ KNm} \end{cases}$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	61.84	0,060 < $\mu_l=0.392$	SSA	0,969	6,79	8HA14 = 12.32
	En travée	59.12	0,057 < $\mu_l=0.392$	SSA	0,970	6,49	8HA14 = 12.32
Sens yy	Sur appuis	105.12	0,102 < $\mu_l=0.392$	SSA	0,946	11,83	8HA14 = 12.32
	En travée	100.50	0,097 < $\mu_l=0.392$	SSA	0,948	11,28	8HA14 = 12.32

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=27\text{cm}$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$ et : β tiré dans les tableaux en fonction

de σ_{st} et μ .

Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3 - 0.98)}{2} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- $b=100\text{cm}$; $d=27\text{ cm}$; $\rho=0,98$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 2,47 \text{ cm}^2$$

		A_{adoptée}	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	12.32	2,47	Condition vérifiée
	En travée	12.32	2,47	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	12.32	2,47	Condition vérifiée
	En travée	12.32	2,47	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

- Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :

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

- La direction la plus sollicitée x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 12.5 \text{ cm;}$$

- La direction moins sollicitée y-y :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (120\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 12.5 \text{ cm;}$$

Vérification à L'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x = 1 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{cases}$$

$$- M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0459 \times 126,48 \times 4,300^2 = 107,34 \text{ KN/m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,970 \times 107,34 = 104,12 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 107,34 = 53,67 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 104,12 = 52,06 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 107,34 = 91,24 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 104,12 = 88,50 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s (KN/m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sens YY	Aux appuis	53,67	12,32	0.46	33,54	0.897	179,87	5,36	15	CV
	En travée	91,24	12,32	0.46	33,54	0.897	305,79	9,12		CV
	Aux appuis	52,06	12,32	0.46	33,54	0.897	174,48	5,20		CV
	En travée	88,50	12,32	0.46	33,54	0.897	296,60	8,84		CV

Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Ferraillage du débord

Le débord est traité comme une console rectangulaire exposée à une charge uniformément répartie, comme cela est représenté dans la figure ci-dessous. Les calculs seront effectués pour une bonde d'une longueur de 1 mètre.

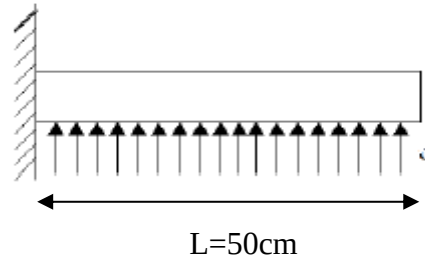


Figure VII.5. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{173,73 \times 0,5^2}{2} = 21,72 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{126,48 \times 0,5^2}{2} = 15,81 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,72 \times 10^6}{1000 \times 27^2 \times 14,2} = 0,021 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,72 \times 10^6}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Remarque

Les armatures de la dalle sont nettement plus abondantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une uniformité de l'armature et de simplifier le processus, les armatures de la dalle seront prolongées et serviront donc également de ferrailage pour le débord.

Ferrailage de la nervure

Pour prévenir tout risque de soulèvement du radier vers le haut, des nervures (ou raidisseurs) seront intégrées dans les deux sens. Ces nervures seront dimensionnées en tant que poutres continues, prenant en charge les charges provenant des dalles. Les réactions du sol seront transférées aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour calculer les efforts internes maximaux, on simplifiera ces types de chargement en les transformant en répartitions uniformes, ce qui revient à déterminer la largeur de dalle (L_m) qui produirait le même moment et la même force tranchante qu'un diagramme rectangulaire équivalent au diagramme trapézoïdal. Dans ce cas, le calcul devient plus conventionnel.

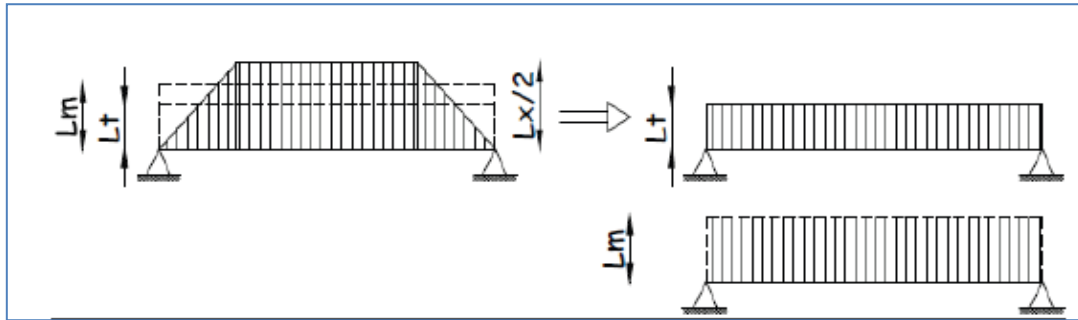


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

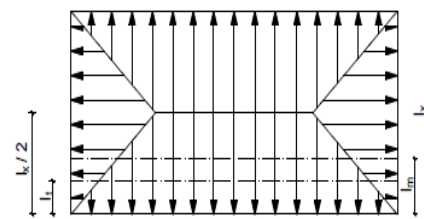


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

2^{ème} Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

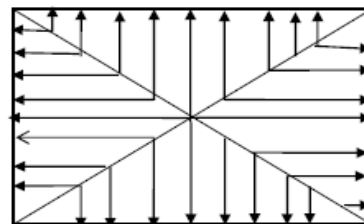


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n = 55 \text{ cm}$, $h_n = 90 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $q_u = 151.66 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 104.40 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(190,86 - \frac{12716,55}{525,36} - \frac{2504,70}{166,98} \right) \times 1\text{ml} = 151.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(143,61 - \frac{12716,55}{525,36} - \frac{2504,70}{166,98} \right) \times 1\text{ml} = 104.40 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	3,9	4,4	0,89	Trapèze	1,44	1,09	151,66	104,40	218,29	402,62	150,27	277,16	164,67	303,06	113,36	208,62
	2	3,65	3,9	0,94	Triangulaire	1,22	0,91	151,66	104,40	184,34		126,89		138,39		95,27	
B-C	1	4,3	4,4	0,98	Trapèze	1,47	1,10	151,66	104,40	222,26	406,60	153,00	279,90	166,74	305,13	114,78	210,05
	2	3,65	4,4	0,83	Triangulaire	1,22	0,91	151,66	104,40	184,34		126,89		138,39		95,27	
C-D	1	2,05	4,4	0,47	Trapèze	0,95	0,79	151,66	104,40	144,20	283,31	99,27	195,03	119,24	231,04	82,08	159,04
	2	2,05	3,65	0,56	Trapèze	0,92	0,74	151,66	104,40	139,11		95,76		111,80		76,96	
D-E	1	4,3	4,4	0,98	Trapèze	1,47	1,10	151,66	104,40	222,26	406,60	153,00	279,90	166,74	305,13	114,78	210,05
	2	3,65	4,3	0,85	Triangulaire	1,22	0,91	151,66	104,40	184,34		126,89		138,39		95,27	
E-F	1	3,85	4,4	0,88	Trapèze	1,43	1,08	151,66	104,40	217,44	401,77	149,68	276,57	164,22	302,61	113,05	208,31
	2	3,65	3,85	0,95	Triangulaire	1,22	0,91	151,66	104,40	184,34		126,89		138,39		95,27	

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3,15	3,9	0,81	Trapèze	1,23	0,94	151,66	104,40	186,92		128,67		142,40		98,03	
	2	3,15	4,4	0,72	Trapèze	1,31	1,01	151,66	104,40	198,06	384,98	136,34	265,01	153,36	295,76	105,57	203,60
2-3	1	3,45	3,9	0,88	Trapèze	1,28	0,96	151,66	104,40	193,37		133,11		145,90		100,43	
	2	3,45	4,4	0,78	Trapèze	1,37	1,05	151,66	104,40	208,00	401,37	143,18	276,30	159,05	304,95	109,49	209,92
3-4	1	3,65	3,9	0,94	Trapèze	1,29	0,97	151,66	104,40	195,97		134,90		147,26		101,37	
	2	3,65	4,4	0,83	Trapèze	1,41	1,07	151,66	104,40	213,29	409,26	146,83	281,73	161,98	309,24	111,50	212,88
4-5	1	3,9	4,4	0,89	Triangulaire	1,30	0,98	151,66	104,40	196,96		135,58		147,87		101,79	
	2	4,3	4,4	0,98	Triangulaire	1,43	1,08	151,66	104,40	217,16	414,12	149,49	285,07	163,03	310,90	112,23	214,02
5-6	1	3,65	3,9	0,94	Trapèze	1,29	0,97	151,66	104,40	195,97		134,90		147,26		101,37	
	2	3,65	4,4	0,83	Trapèze	1,41	1,07	151,66	104,40	213,29	409,26	146,83	281,73	161,98	309,24	111,50	212,88
6-7	1	3,45	3,9	0,88	Trapèze	1,28	0,96	151,66	104,40	193,37		133,11		145,90		100,43	
	2	3,45	4,4	0,78	Trapèze	1,37	1,05	151,66	104,40	208,00	401,37	143,18	276,30	159,05	304,95	109,49	209,92
7-8	1	3,15	3,9	0,81	Trapèze	1,23	0,94	151,66	104,40	186,92		128,67		142,40		98,03	
	2	3,15	4,4	0,72	Trapèze	1,31	1,01	151,66	104,40	198,06	384,98	136,34	265,01	153,36	295,76	105,57	203,60

- Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « etabs » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

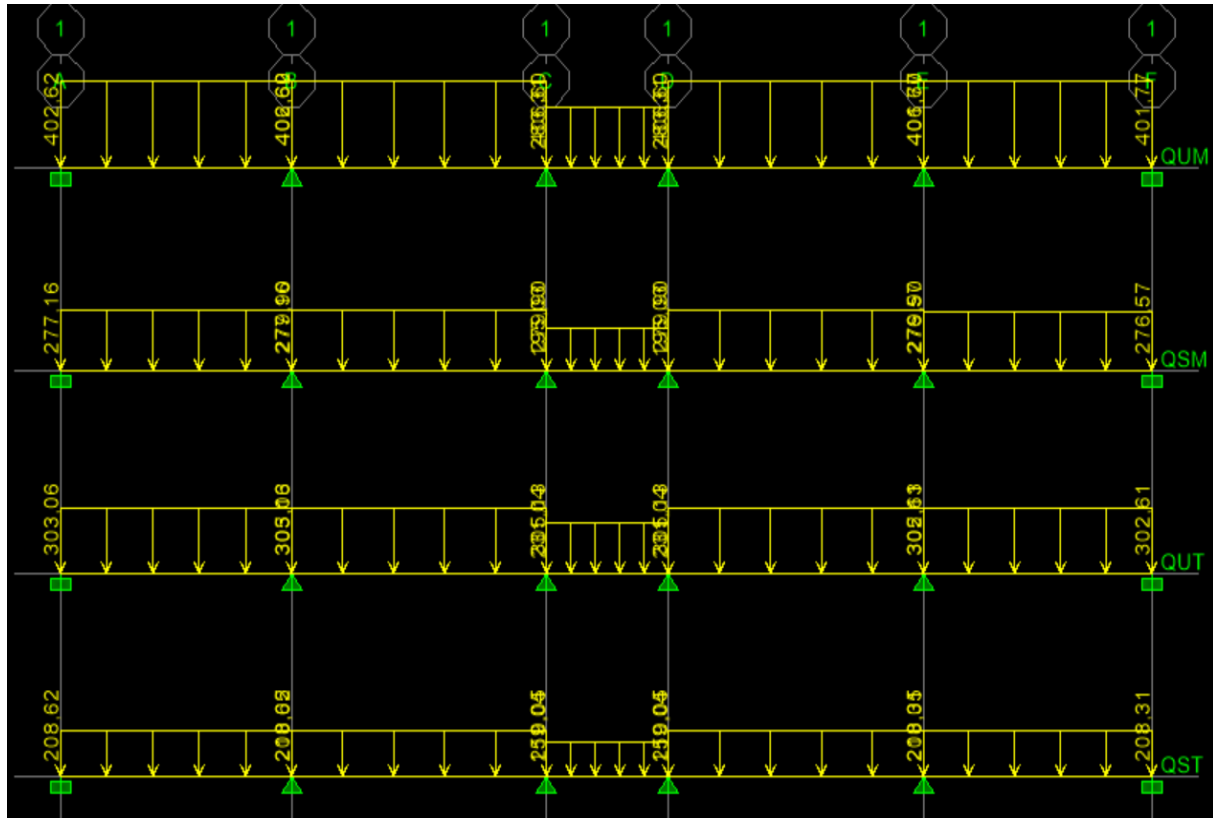


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

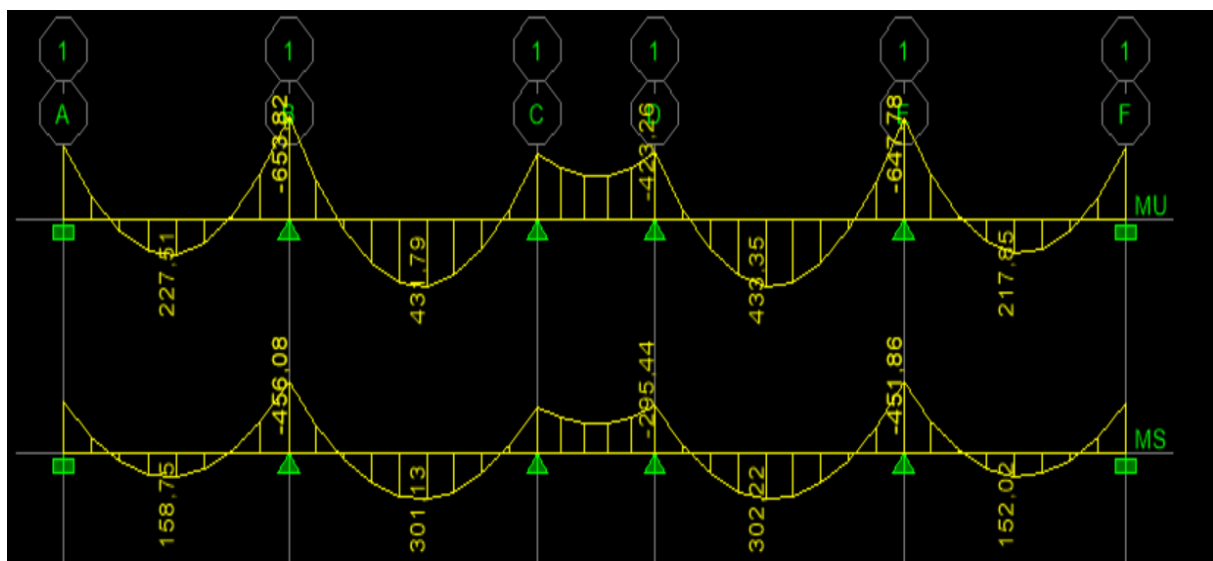


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

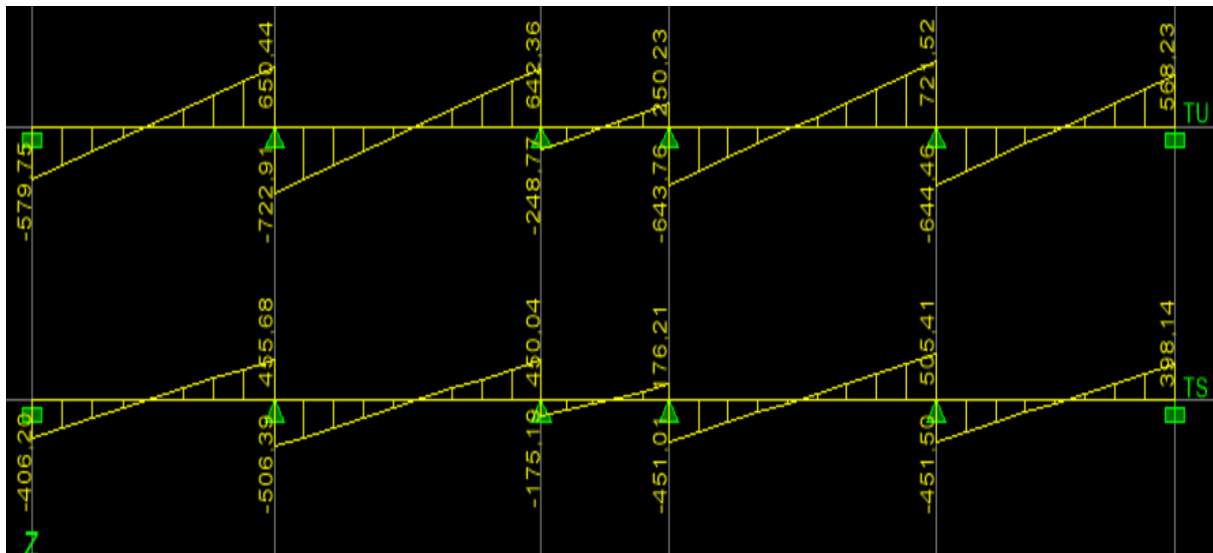


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

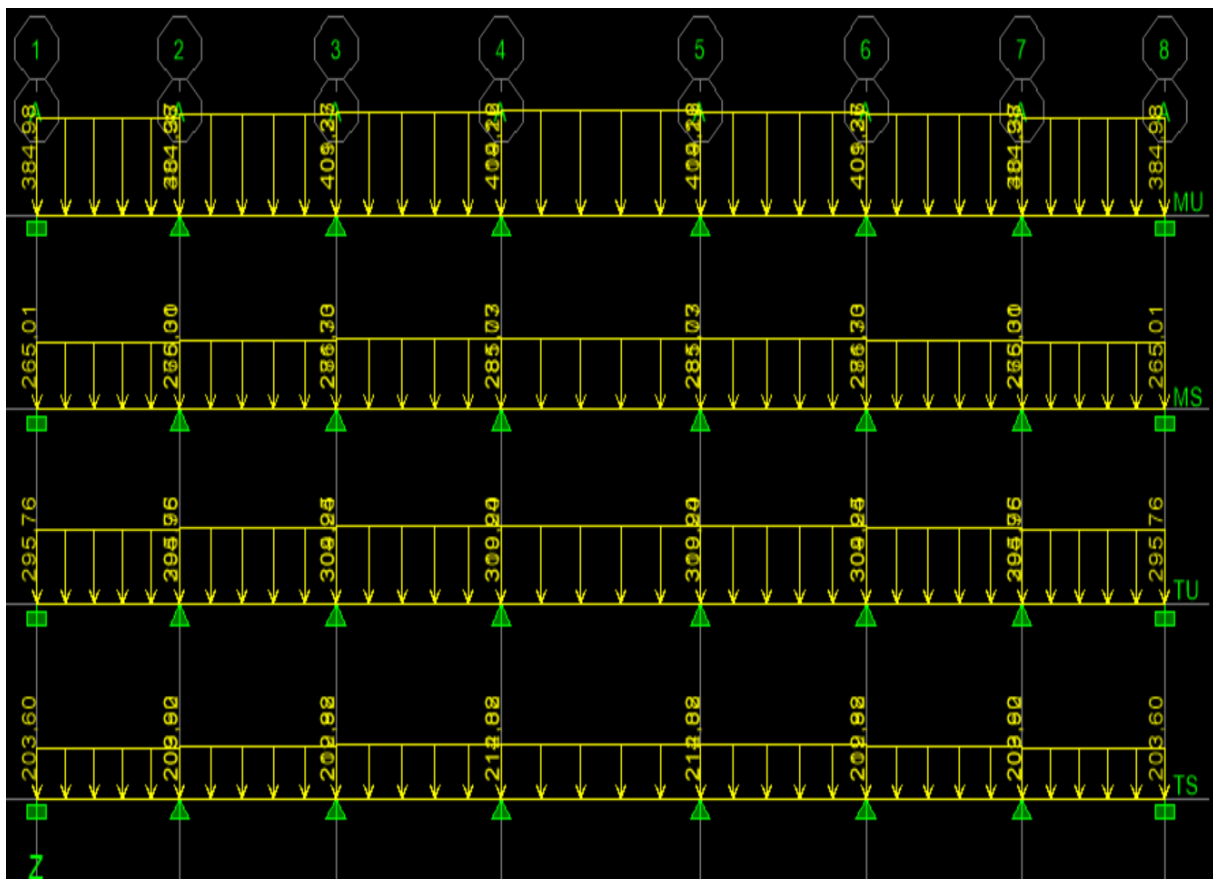


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

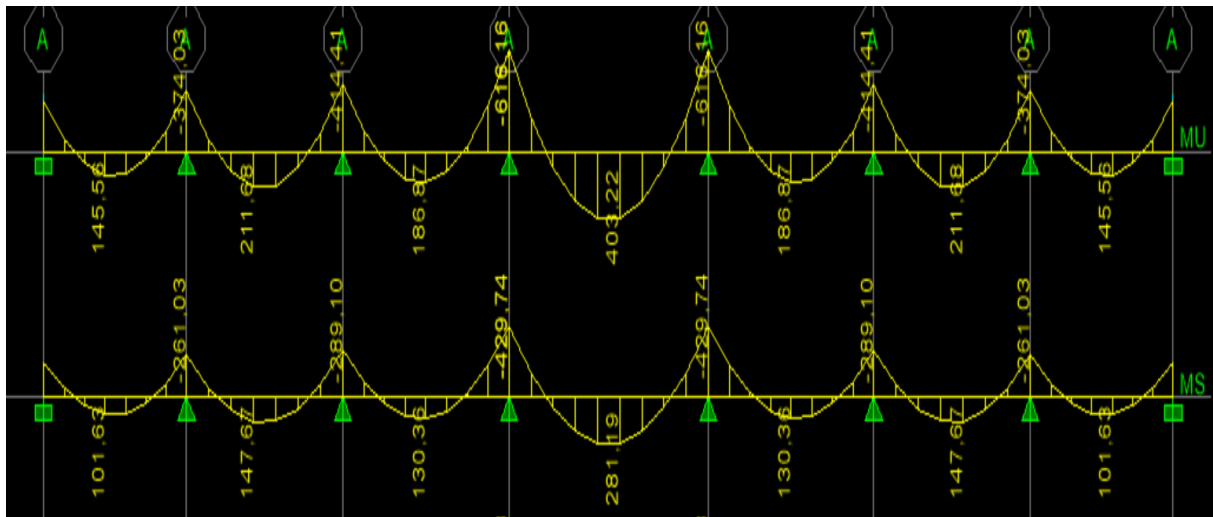


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

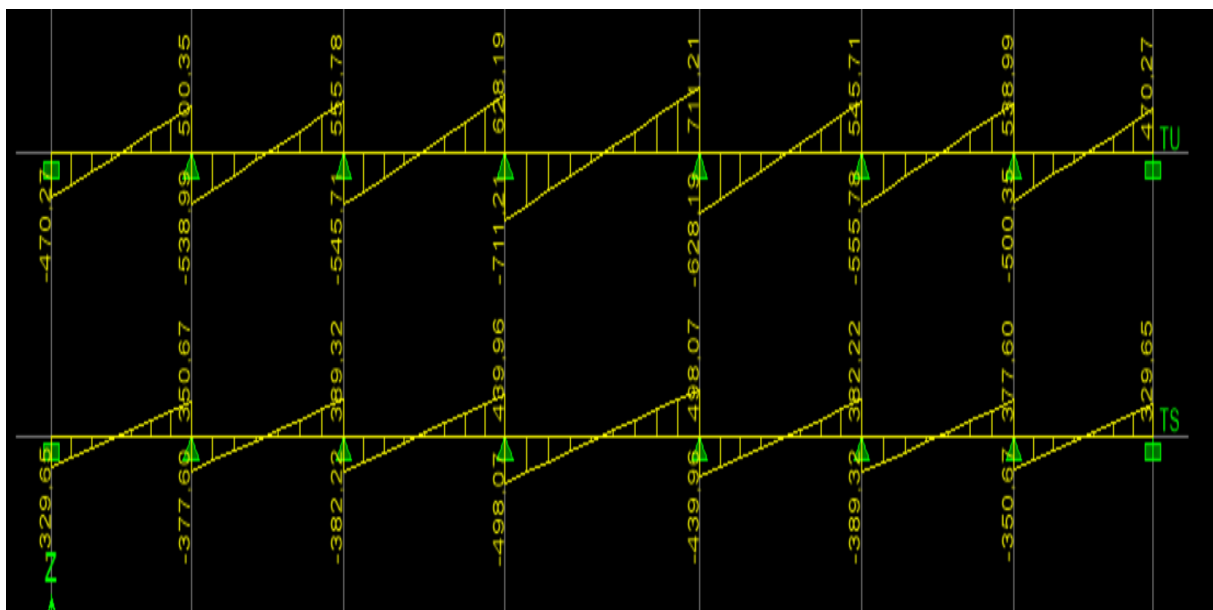


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- Sens longitudinal « x-x » :

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	-653.82	-456.08
$M_t (KN.m)$	433.35	302.22

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
$T_{sup} (KN.m)$	721.52	505.41
$T_{inf} (KN.m)$	-722.91	-506.39

- Sens transversal « y-y » :

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	-616.16	-429.74
$M_t(KN.m)$	403.22	281.19

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	938.29	711.21
$T_{inf} (KN.m)$	-938.29	-711.21

➤ Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales

Sens X-X: $M_a^{max} = -653.82 KN.m$; $M_t^{max} = 433.35 KN.m$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=90 \text{ cm}$; $d= h-c=90-3=87\text{cm}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{653.82 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,111$$

$\mu=0,110 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,110 \Rightarrow \beta=0,994$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{653.82 \times 10^3}{0,994 \times 87 \times 348} = 21,73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a= 5 \text{ HA20 fil} + 5 \text{ HA16 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{433.35 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,073$$

$\mu=0,073 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,073 \Rightarrow \beta=0,962$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{710.254 \times 10^3}{0,962 \times 87 \times 348} = 14.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA20 fil} + 5 \text{ HA16 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = -616.16 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 403.22 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=90 \text{ cm}$; $d=87 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{616.16 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,104$$

$\mu=0,104 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu=0,104 \Rightarrow \beta=0,945$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{616.16 \times 10^3}{0,945 \times 87 \times 348} = 21.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5 \text{ HA20 fil} + 5 \text{ HA16 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{403.22 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,068$$

$\mu=0,068 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,068 \Rightarrow \beta=0,965$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{403.22 \times 10^3}{0,965 \times 87 \times 348} = 13.80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA20 fil} + 5 \text{ HA16 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5HA20 fil + 5HA16 chap	5HA20 fil + 5HA16 chap
Travée	5HA20 fil + 5HA16 chap	5HA20 fil + 5HA16 chap

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.46 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6HA8 = 3 cm²**.

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.46 \text{ cm}^2$$

- Donc on adopte **6HA8 = 3 cm²**.

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² 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 nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm².**

Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 87 \times 2,1}{400} = 5,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens X-X: } T_u = 722.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{722.91 \times 10^3}{550 \times 870} = 1.51 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y: } T_u = 938.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{938.29 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,96 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 5 + 3,14 \times 16 \times 5 = 565.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{722.91 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 565.2} = 1,63 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Nervure transversale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 5 + 3,14 \times 16 \times 5 = 565.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{938.29 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 565.2} = 2,12 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_b$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$
; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII.15. Calcul des contraintes.

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs.
Sens	Appuis	456,08	25,76	0,538	29,25	0,887	229,43	7,84	15	CV
XX	Travée	302,22	25,76	0,538	29,25	0,887	152,03	5,20		CV
Sens	Appuis	429,74	25,76	0,538	29,25	0,887	216,18	7,39		CV
YY	Travée	281,19	25,76	0,538	29,25	0,887	141,45	4,84		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5HA20 fil + 5HA16 chap	5HA20 fil + 5HA16 chap
Travée	5HA20 fil + 5HA16 chap	5HA20 fil + 5HA16 chap

VII) Etude du voile périphérique :**Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII -1) Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art: 10.1.2 vs RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VII -2) Contrainte des sollicitations :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma$$

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec: k_0 : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

VII -3) Caractéristiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 31^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$

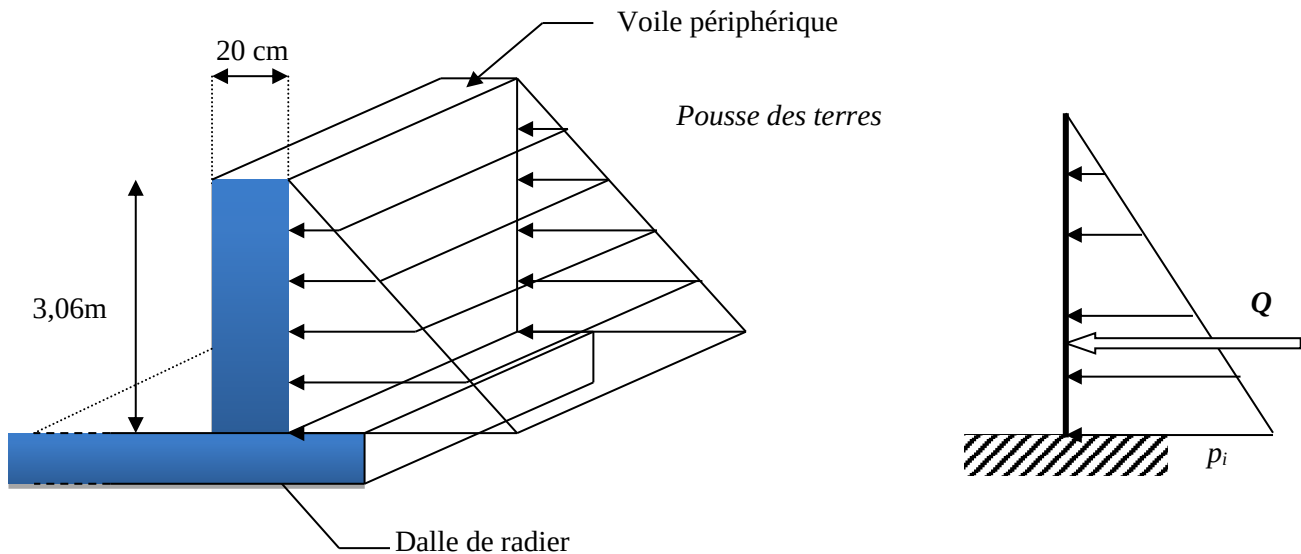


Fig- VII-12 : Schéma statique d'un voile périphérique.

VII -4) Calcul des sollicitations :

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 31}{\cos 31} = 0.565$$

$$\sigma_v = q + \gamma_h \rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

✓ ELU :

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(1.35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.48 \text{ KN/m}^2$$

Pour h=3.06

$$\sigma_2 = 0.565(1.35 \times 19 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 52.82 \text{ KN/m}^2$$

✓ ELS :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(10 + 19 \times 0) = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour h=3.06m

$$\sigma_2 = 0.565(10 + 19 \times 3.06) = 38.49 \text{ KN/m}^2$$

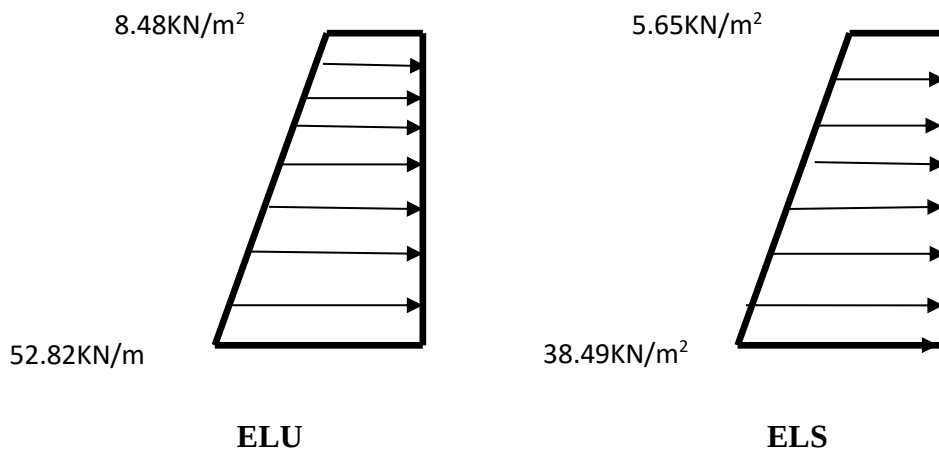


Fig-VII-13 : diagrammes des contraintes.

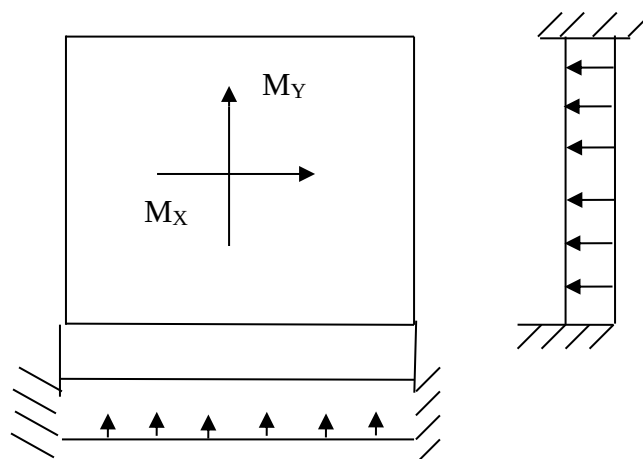
VII -4-1) Charges moyennes :

$$\text{ELU : } p_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 52.82 + 8.48}{4} \times 1 = 41.73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } p_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 38.49 + 5.65}{4} \times 1 = 30.28 \text{ kN/ml}$$

VII -4-2) Ferrailage du voile périphérique :**VII -4-2-1) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



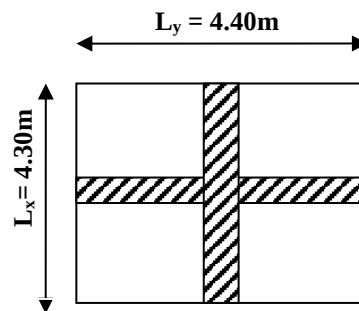
VII -4-2-2) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée : 0.85
- ✓ Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
0.3 : Appuis de rive
0.5 : Autre appuis

VII -4-2-3) Identification des panneaux :

$$l_x = 4.30m$$

$$l_y = 4.40m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.30}{4.40} = 0.97 ; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

VII -4-2-4) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0393 \times 41.73 \times 3.06^2 = 15,356 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.934 \times 15.356 = 14,342 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :➤ **Sens x- x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 15,356 = 4,60 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 15,356 = 13,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y- Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 14,342 = 4,30 \text{ KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 14,342 = 12,2 \text{ KN.m}$$

VII -4-2-5) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0467 \times 30,28 \times 4,30^2 = 26,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,954 \times 26,14 = 24,94 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :➤ **Sens x - x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 26,14 = 7,84 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 26,14 = 22,21 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 24,94 = 7,48 \text{ KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 24,94 = 21,20 \text{ KN.m}$$

VII -4-2-6 Calcul des armatures :

✓ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

➤ Dans le sens X-X

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 13,05 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 4,60 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{13,05 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.028 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{4,60 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.010 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$
β	0.986	0.995
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{13,05 \times 10^4}{0.986 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 2,11 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{4,60 \times 10^4}{0.995 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 0,74 \text{ cm}^2$
A_{adop}	5HA10=3,93cm²	5HA10=3,93cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ Avec : $0.0008 \times b \times h$ pour HA Fe400. $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.97)}{2} = 1,62 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée	
Espacement	$S_t = 20 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau VII-16 : ferrailage de voile périphérique (X-X)

➤ Dans le sens Y-Y :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 12,2 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 4,30 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{12,2 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0,026 < 0,392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{4,30 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0,010 < 0,392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$
β	0.987	0.995
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{12,2 \times 10^4}{0,987 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 1,97 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{4,30 \times 10^6}{0,995 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 0,70 \text{ cm}^2$
A_{adop}	5HA10=3,93cm²	5HA10=3,93cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0,80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ Avec : $0,0008 \times b \times h$ pour HA Fe400. $A \geq 0,0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0,97)}{2} = 1,62 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée	
Espacement	$S_t = 20 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

TableauVII-17: ferrailage de voile périphérique (Y-Y)

VII-5) Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A \geq 0,001 bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- ✓ Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m²

VII -6) Vérification à l'ELS :**VII -6-1) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

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

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

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 18}$$

✓ Dans le béton :

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

Avec :

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

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

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	3,93	7,84	0,218	0.925	51,67	119.81	348	2,32	15	CV
	Travée	3,93	22,21	0.218	0.925	51,67	339.42	348	6,56	15	CV
Y-Y	Appui	3,93	7,48	0.218	0.925	51,67	114.31	348	2.21	15	CV
	Travée	3,93	21,20	0.218	0.925	51,67	323.98	348	6,27	15	CV

Tableau VII-18 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VII -6-2) Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{Mt}{20Mu}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{4,30} = 0,046 > \frac{Mt}{20Mu} = \frac{22.21}{20 \times 26,14} = 0,042 \rightarrow \textit{verifiee}$$

$$\frac{3,93}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \rightarrow \textit{verifiee}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion Générale

Le travail que nous avons réalisé consiste à l'étude d'une ossature contreventée par voiles, ceci nous a permis d'étudier les portiques et les voiles, de revoir les détails de calculs de la RDM et du béton, et d'aboutir aux points suivants :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Le travail d'un ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à concordance avec le côté pratique car la bonne étude s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

L'économie

La durabilité

En somme, nous espérons que vous êtes convaincus de ce travail et nous espérons aussi qu'il sera bénéfique et pourra offrir un plus aux promotions à venir.

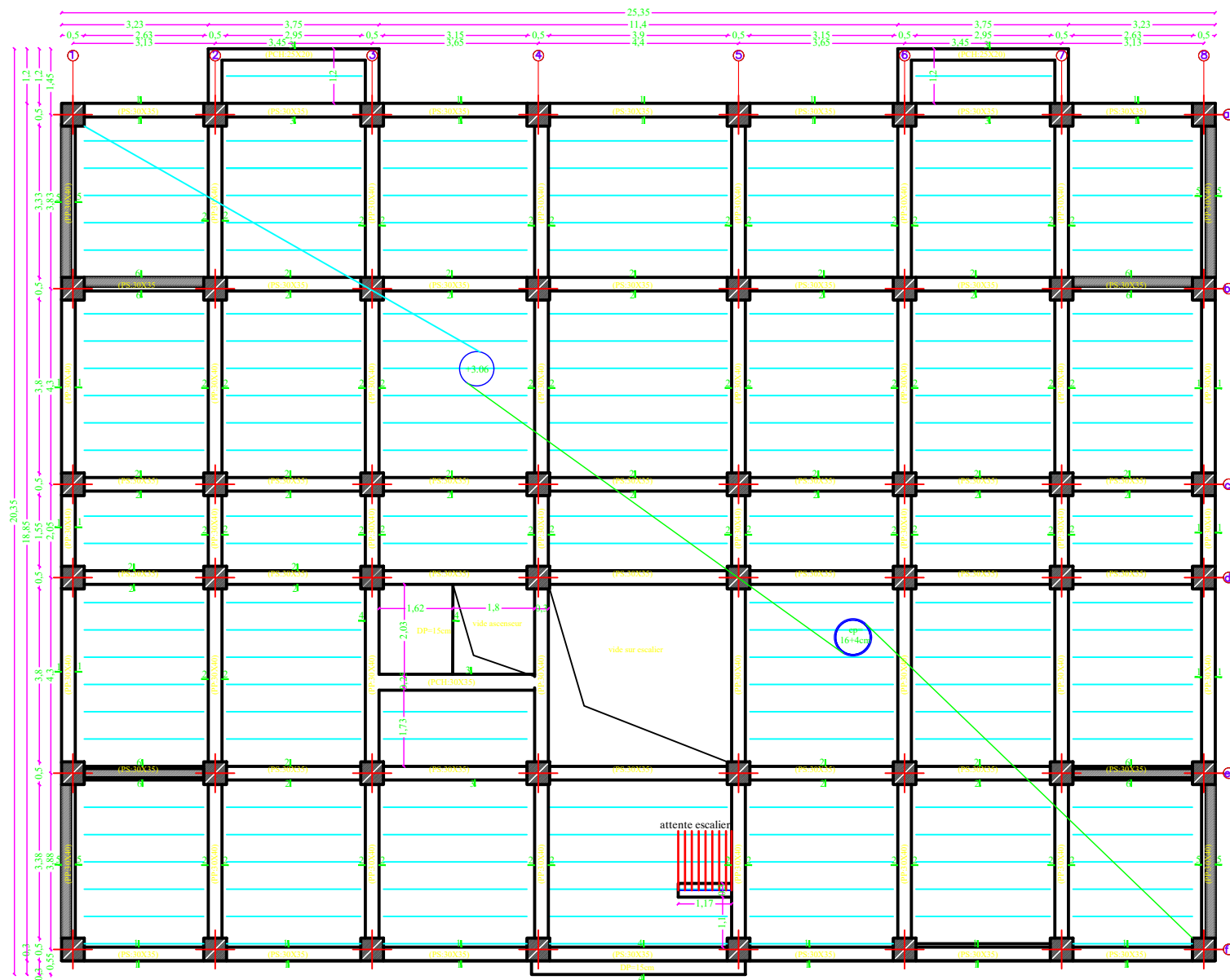
BIBLIOGRAPHIE

Règlementations :

- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.*

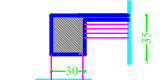
Logiciels :

- *Word 201 »*
- *Excel 2016*
- *Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).*
- *Logiciel de dessin AUTO CAD 2014.*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC*

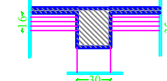


PLAN DU PLANCHER Niv: +3.06 ECH 1/50

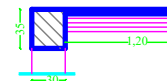
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



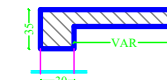
COUPE 2-2 (Ech:1/25)

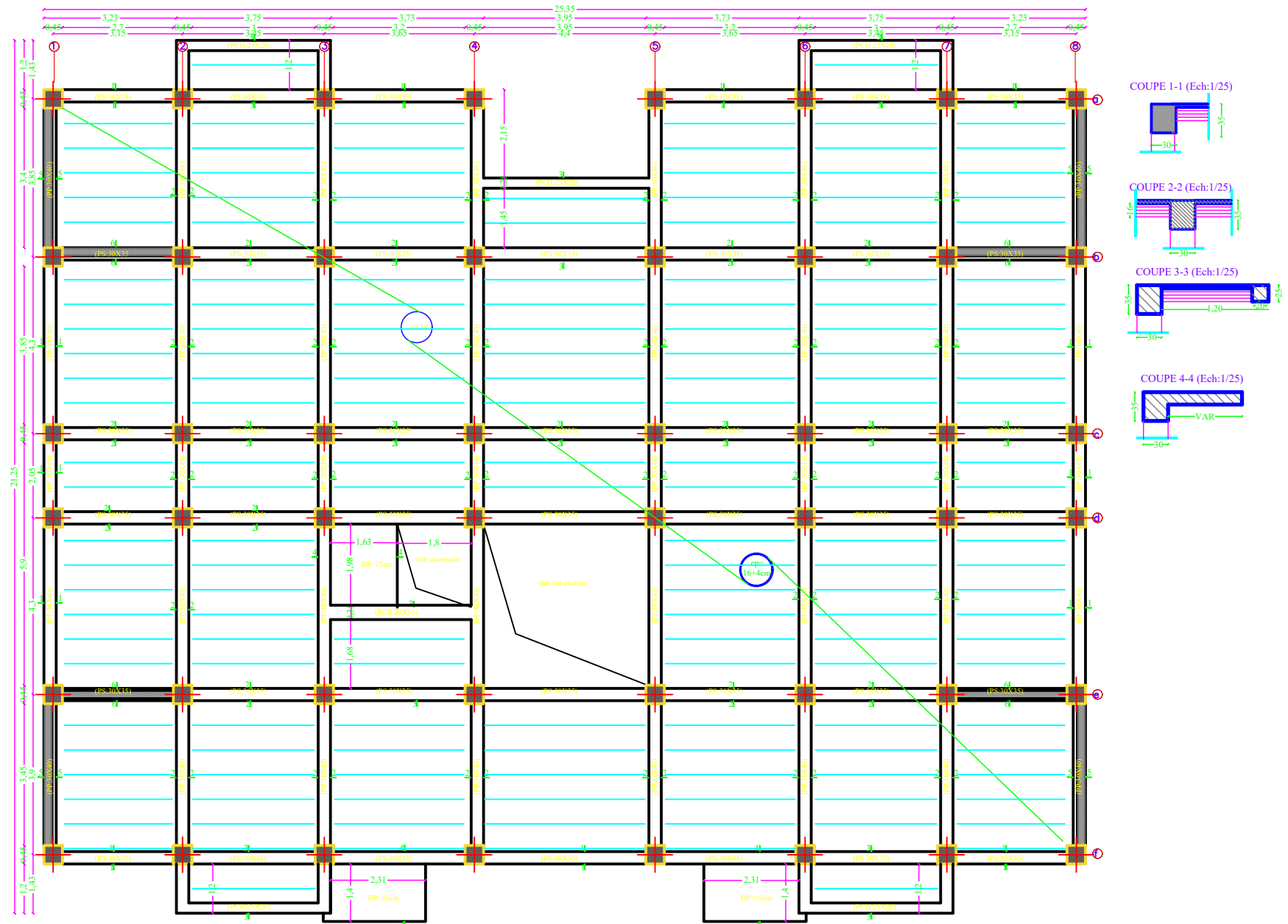


COUPE 3-3 (Ech:1/25)

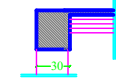


COUPE 4-4 (Ech:1/25)

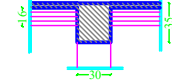




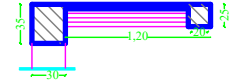
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



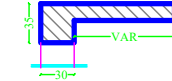
COUPE 2-2 (Ech:1/25)

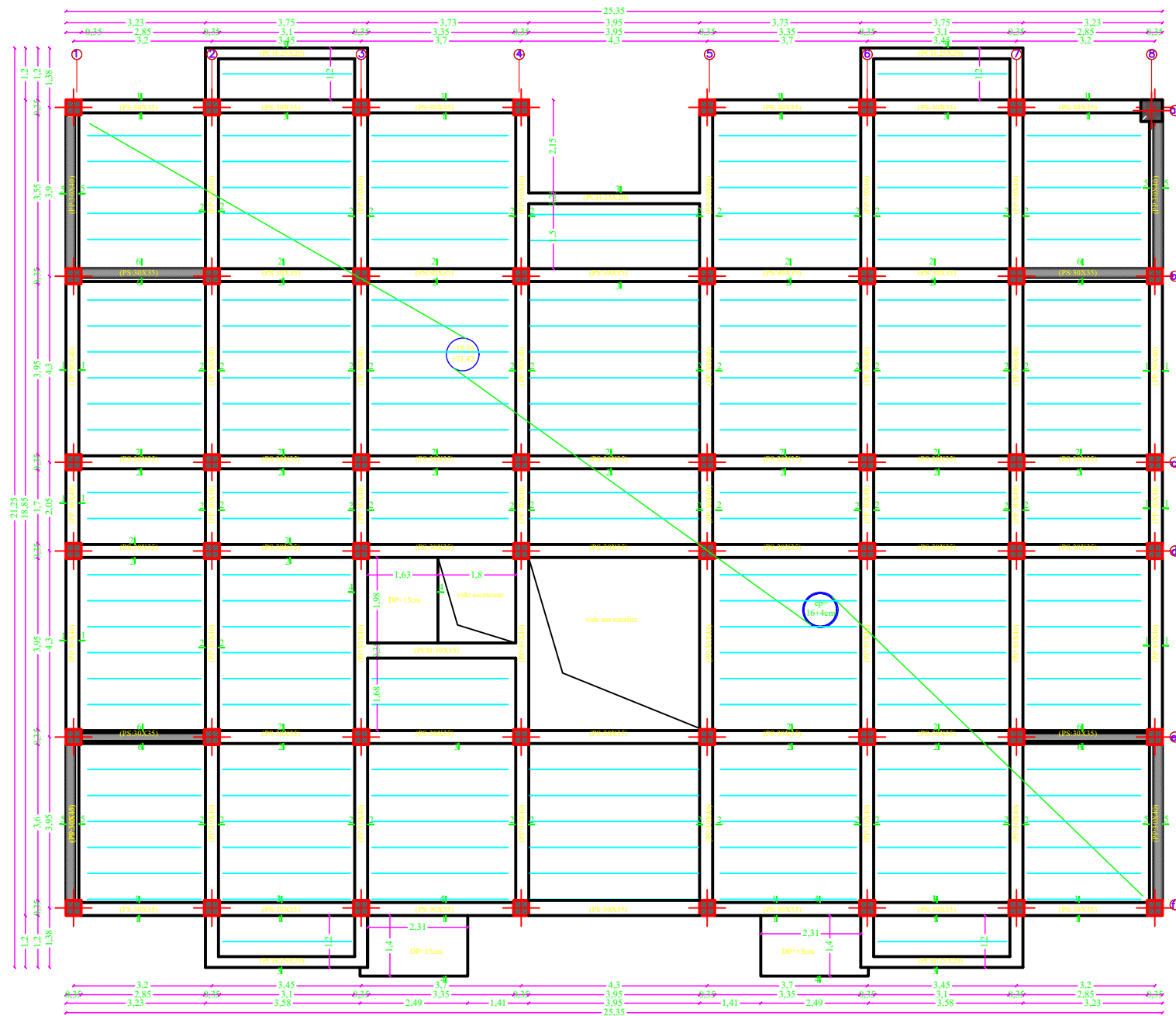


COUPE 3-3 (Ech:1/25)

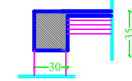


COUPE 4-4 (Ech:1/25)

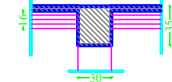




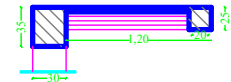
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



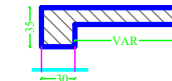
COUPE 2-2 (Ech:1/25)

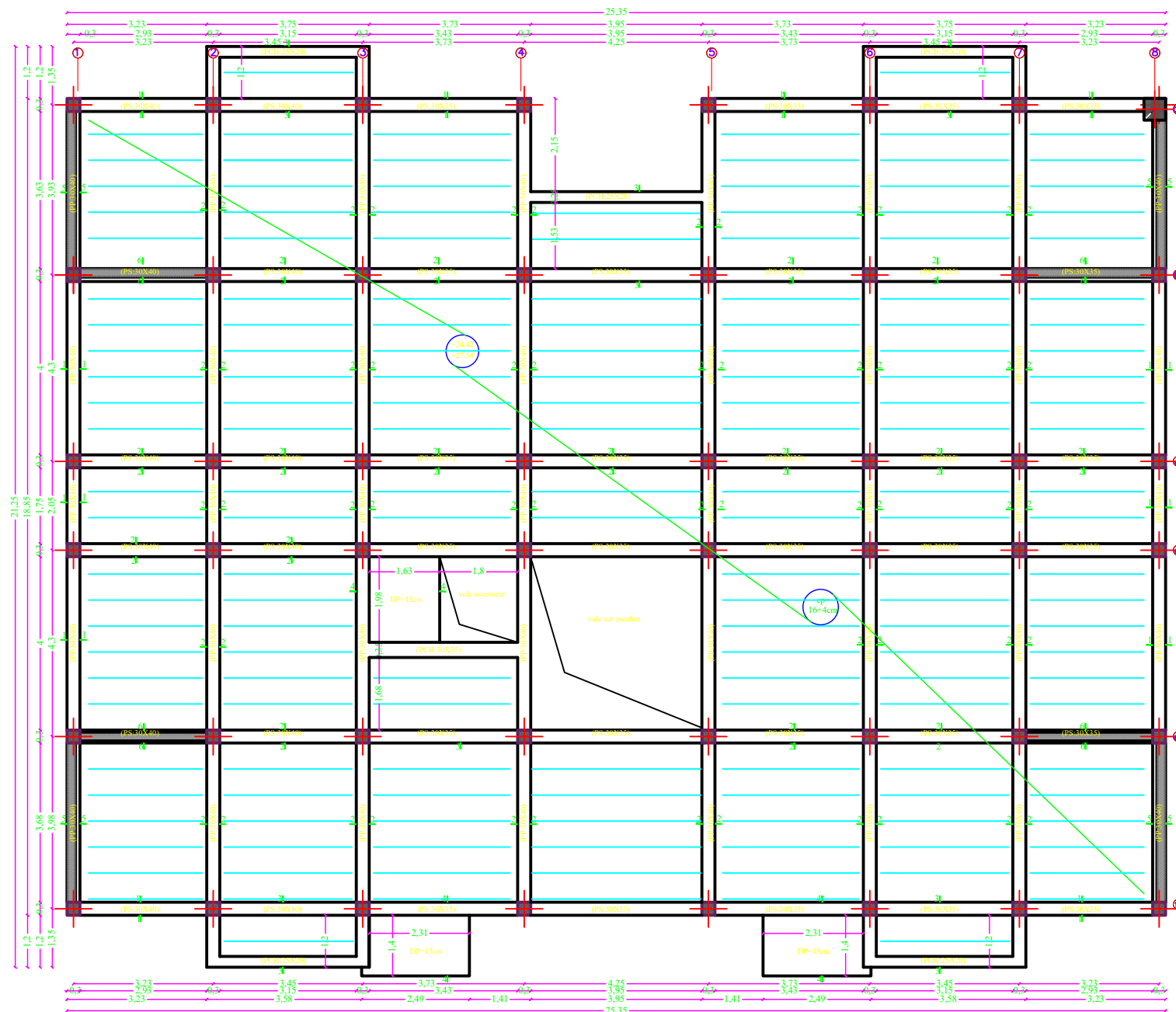


COUPE 3-3 (Ech:1/25)

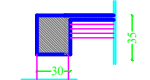


COUPE 4-4 (Ech:1/25)

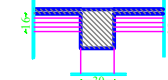




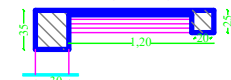
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



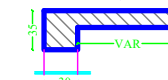
COUPE 2-2 (Ech:1/25)



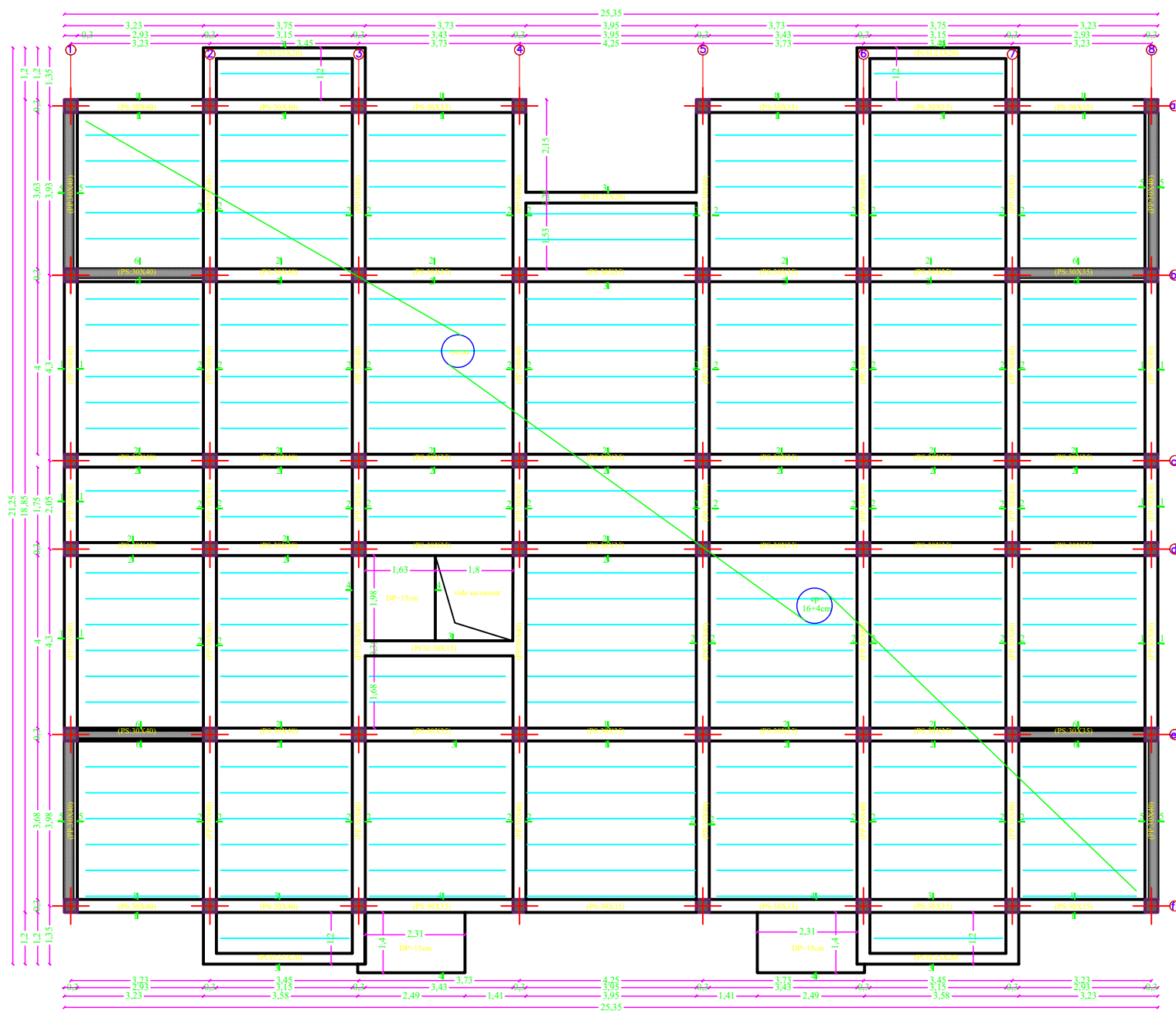
COUPE 3-3 (Ech:1/25)



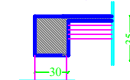
COUPE 4-4 (Ech:1/25)



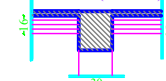
PLAN DU PLANCHER Niv:+24.42 , + 27.54 ECH 1/50



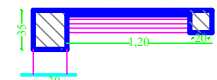
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



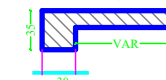
COUPE 2-2 (Ech:1/25)



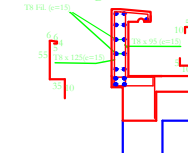
COUPE 3-3 (Ech:1/25)



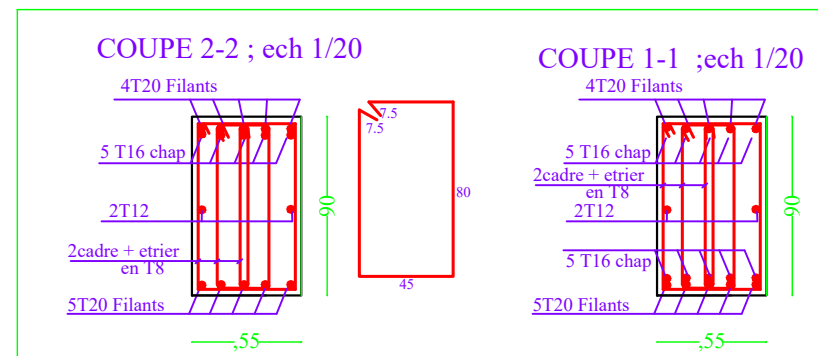
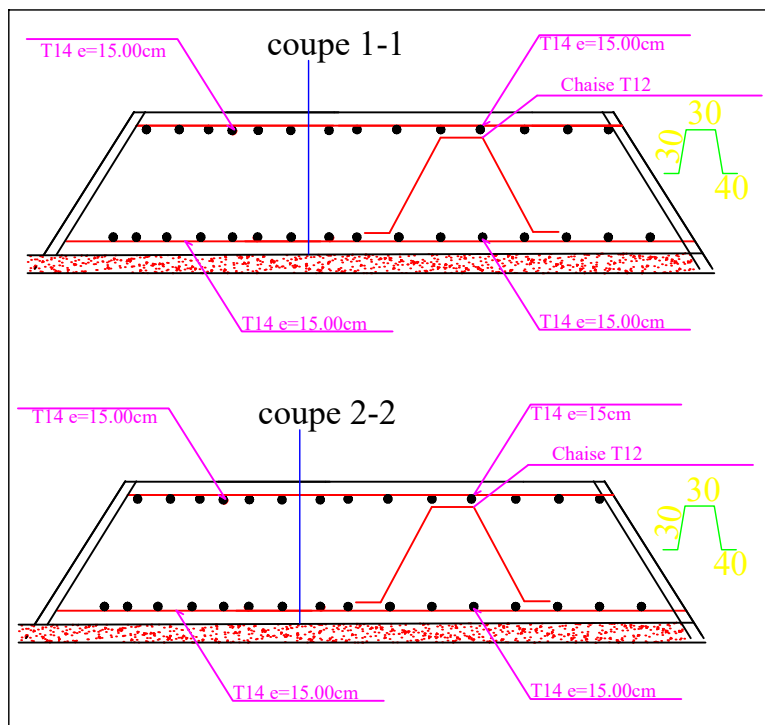
COUPE 4-4 (Ech:1/25)

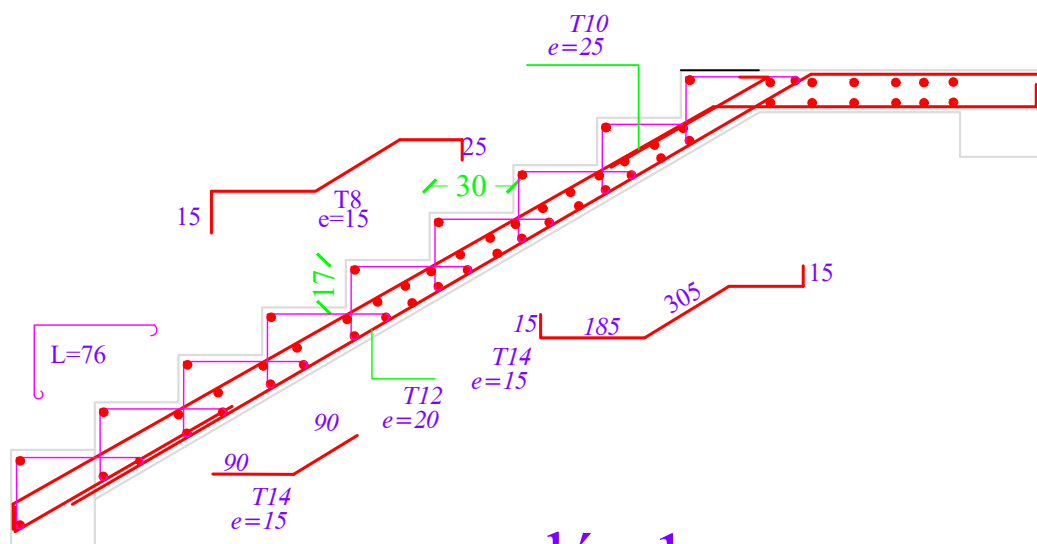


ferrailage de l'acrotère

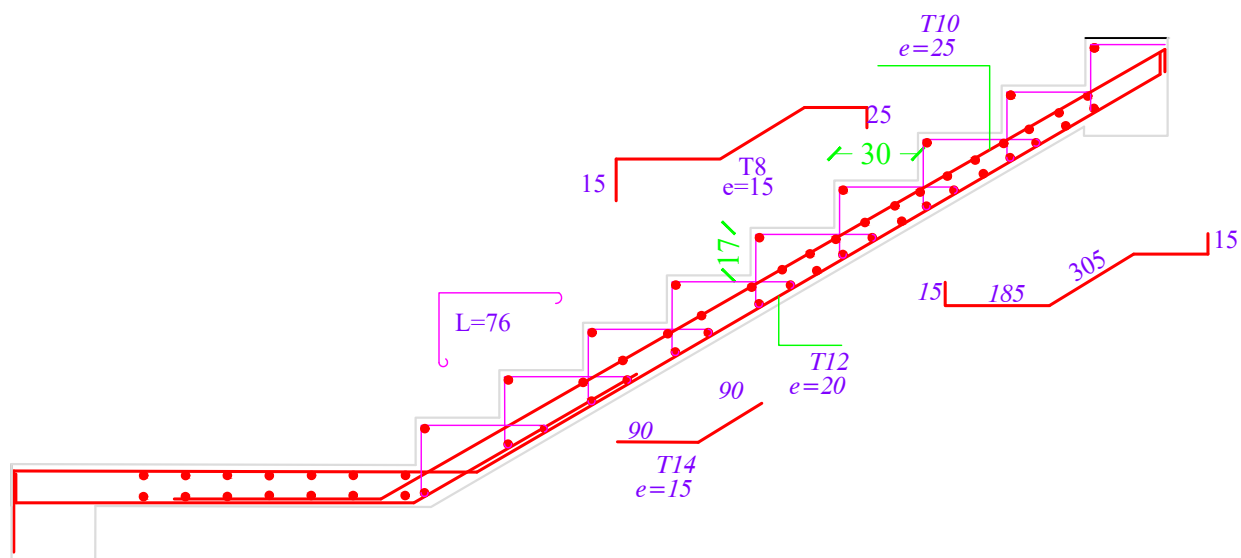


PLAN DU PLANCHER Niv:+30.60 ECH 1/50

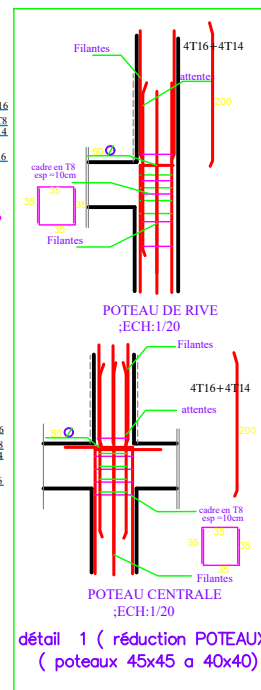
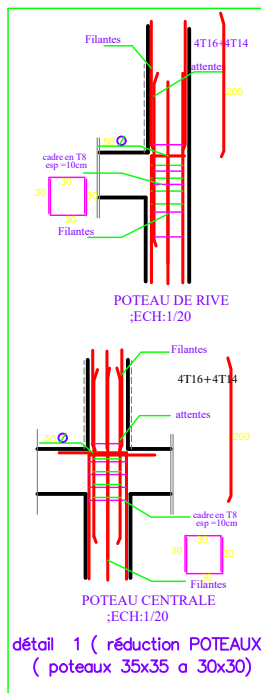




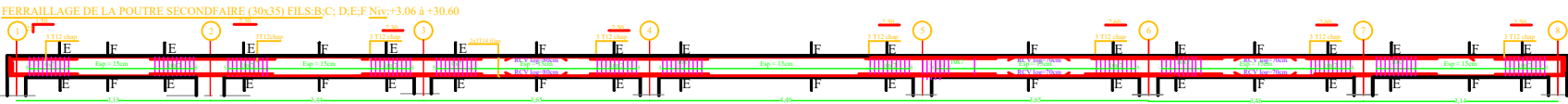
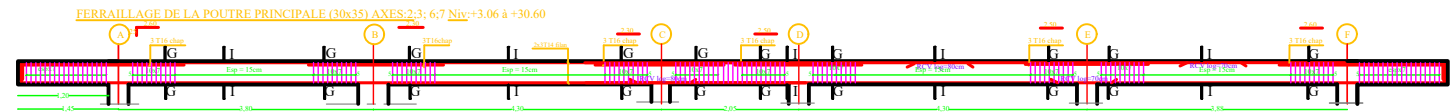
volée 1

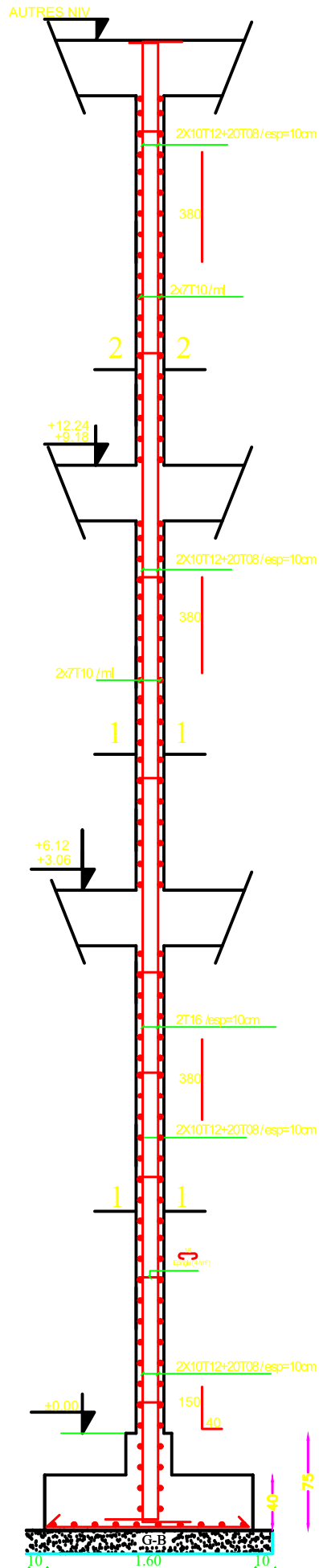


volée 2



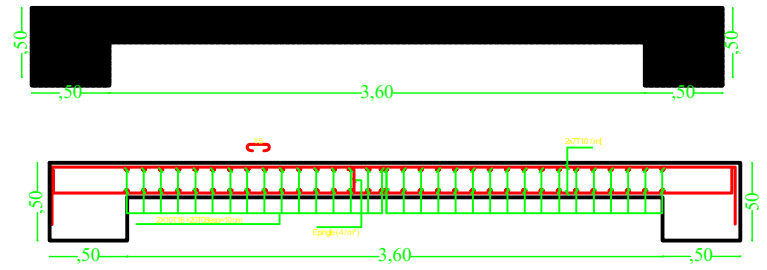
coffrage ferrailage des poteaux P1



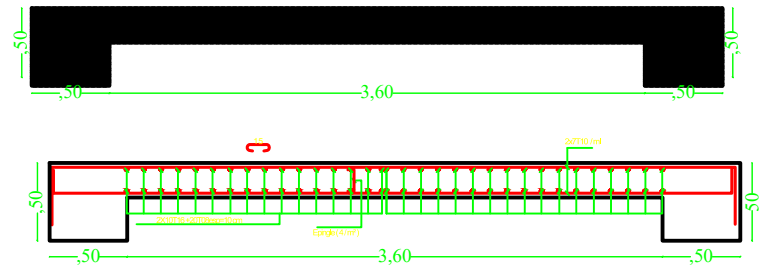


**COFFRAGE FERRAILLAGE
DE VOILE 02**

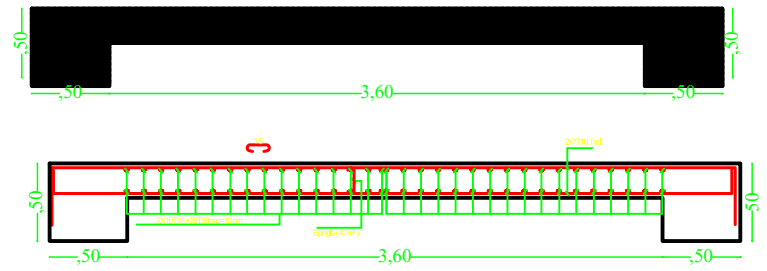
ZONE V



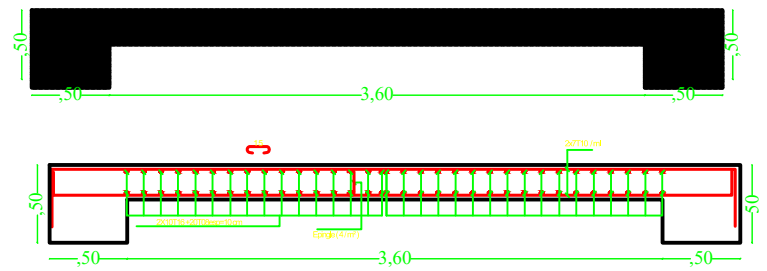
ZONE VI



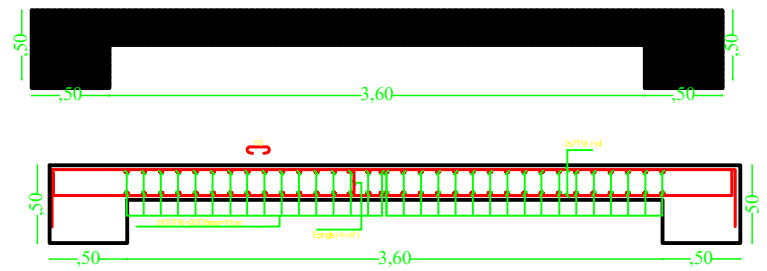
ZONE III

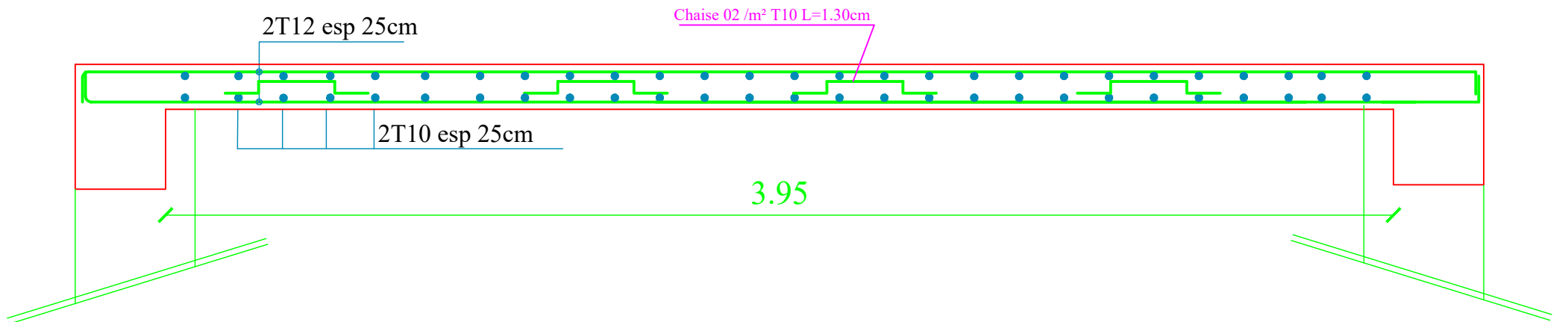


ZONE II



ZONE I





FERRAILLIAGE DE LA DALLE PLAINE (Ech:1/25)