



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA COSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER PROFESSIONNEL EN GENIE CIVIL
Option : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Thème

*Etude d'une structure (R+5 étages+ sous-sol) à usage
d'habitation en voiles et portiques avec l'application
de Logiciel ETABS*

Présenté par

Mr. OUTATA Mohamed

Mr. HADDAK Adel

Dirigé par

M^{me} ALKAMA

Promotion 2020/2021

Dédicaces

DIEU MERCI ,DIEU MERCI ,DIEU MERCI

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

A l'âme de ma tante OUERDIA.

A l'âme de mon grand père REMDAN

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mon chers frère OMAR

A ma chère sœur AMINA

*A tous mes amis et mes collègues spécialement (FERHAT .SOFIANE
AGHILES.MOKRAN.MOURAD.MOHAMED).*

A mon binôme ADEL

Et un GRAND MERCI A Mr MEGHLAT

M.M

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

MOHAMED

Sommaire

Page

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments

- 2.1.planchers.....11
- 2.2.Poutres.....12
- 2.3.voiles.....13
- 2.4.Poteaux.....14

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

- 3.1.Acrotère.....21
- 3.2.Balcons.....28
- 3.3.Plancher.....36
- 3.4.Escalier.....50

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des exigences du RPA

- 4.1.Modélisation.....61
- 4.2.Vérification.....70

Chapitre 5 : Ferrailage des poteaux80

Chapitre 6 : Ferrailage des poutres.....94

Chapitre 7 : Ferrailage des voiles110

Chapitre 8 : Etude du mur plaque.....125

Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure.....132

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction Générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction.

Les ingénieurs de génie civil s'occupent, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

Pour cela nous ne devons 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 Visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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 moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une structure (R+5+ s-sol) à usage d habitation en voile et portique, 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 9.7.4

1-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+un sous sol) à usage d'habitation à ossature mixte (portiques et voiles en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à tizi ouzou qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme zone de sismicité moyenne (zone IIa)

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « Ouvrage d'importance moyenne »

Cette structure est composée :

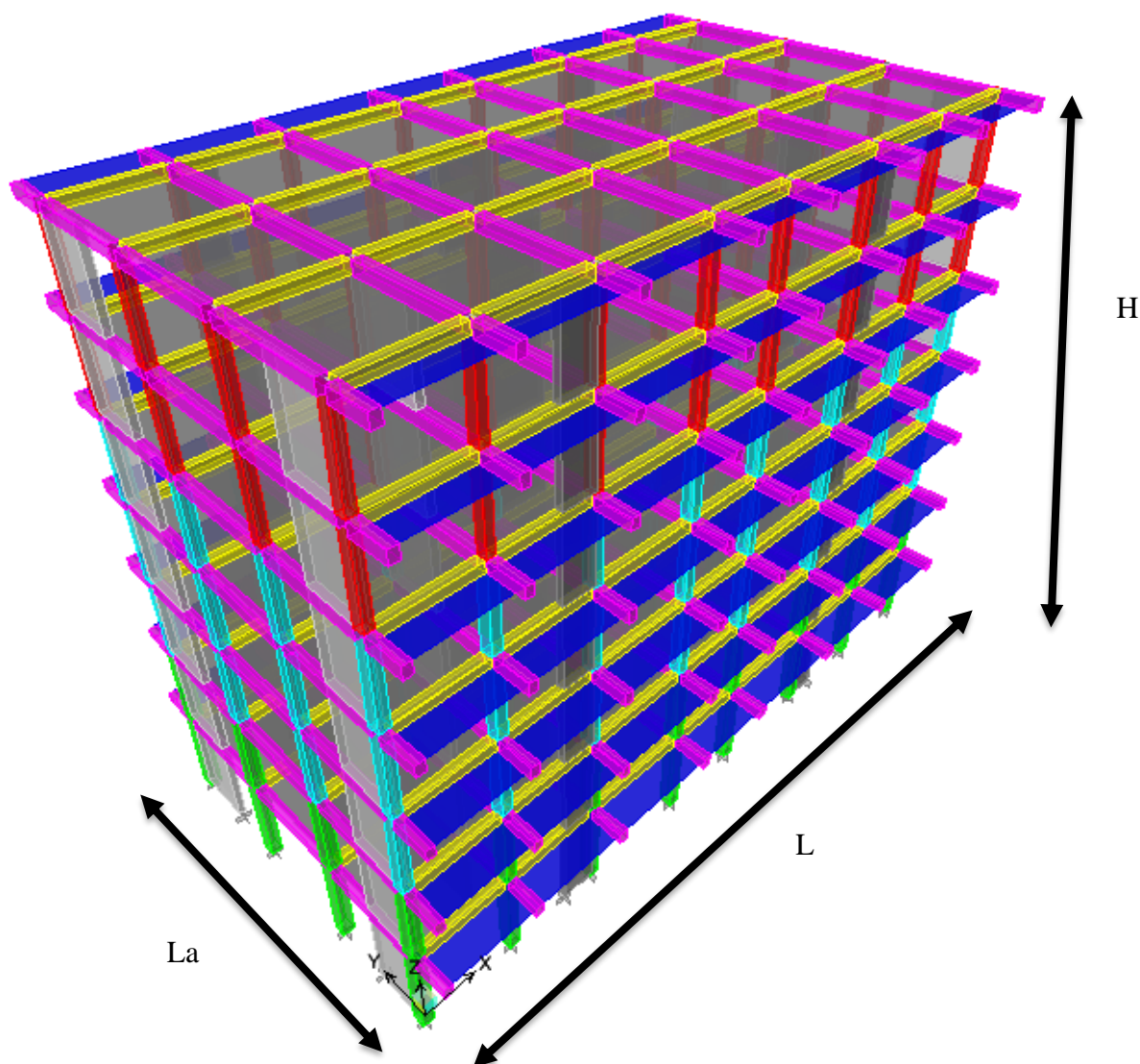
- Un sous sol
- D'un (01) RDC .
- De cinq (05) étages .

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur

1-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

- Longueur totale.....25. 30 m.
- Largeur totale15m.
- Hauteur totale du batiment.....21.76m
- Hauteur totale du batiment (y compris l'acrotère).....22.36
- Hauteur du R.D.C3.06m.
- Hauteur d'étage courant3.06m.
- Hauteur de sous sol3.40
- Hauteur de l'acrotère 0.6m



1-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1-3-1) L'ossature :

Notre bâtiment a une ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens, pour assurer la stabilité et résister aux sollicitations des charges verticales et horizontales. Cette ossature est

Composée de :

-**Portiques** : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

-**Voiles** : des éléments rigide en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part a reprendre les charges verticales et d'autre part les charges horizontales (séisme, vent,... etc.).

Ses deux éléments constituent un système de contreventement rigide, et assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis les charges horizontales et les charges verticales

1-3-2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, ils supportent leurs poids propres, les revêtements et les surcharges

Les planchers assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : supporter le poids propres, les charges et surcharges ensuite les transmettre aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation: Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

Dans notre cas on distingue deux cas de planchers :

a) Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de **65cm**.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'un cadrage d'armatures ayant essentiellement une fonction de limiter le risque de fissuration et répartition des charges appliquées sur une surface réduite

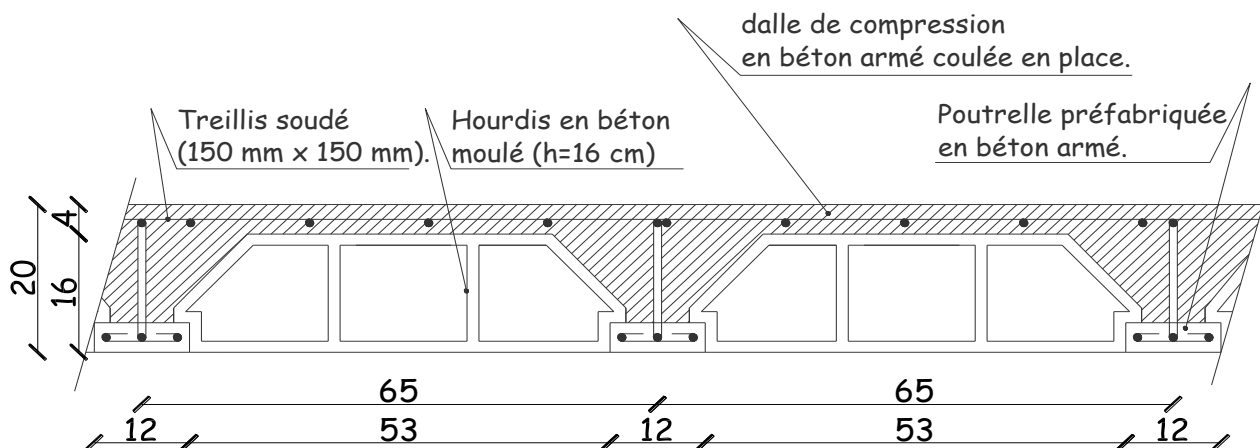


Fig.I.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

b) - Dalle pleine: Les dalles pleines sont en béton armé coulées sur place, elle sont prévues pour les consoles et le plancher couvrant la cage d'ascenseur.

Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

1-3-3- Les escaliers :

Notre bâtiment doté d'un type d'escalier droit à deux volées symétriques séparées par un palier de repos qui permet l'accès aux différents niveaux.

1-3-4- La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

1-3-5-L'acrotère

L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 0.6 m de hauteur d'épaisseur de 10 cm

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde corps

1-3-6-Le remplissage (maçonnerie) :

Les murs extérieurs et les murs des séparations entre deux logements seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

1-3-7-Les revêtements :

- Mortier de ciment d'épaisseur de 2 cm pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Enduit de Plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

1-3-8- Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1-4- Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques

1-5-Règlements utilisés

L'étude de cet ouvrage sera conforme a ces règles :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (*BAEL 91, modifié en 99*), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- Le Règlement parasismique algérien (*RPA 99, modifié en 2003*)
- Documentation technique réglementaire *DTR*

1-6. Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

1-7-Les différents états limites :

a. États limites ultimes (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- ✓ Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- ✓ Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- ✓ Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b- Etats limites de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- ✓ Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- ✓ Etats limites d'ouverture des fissures.
- ✓ Etats limites de service de déformation

I-3-CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :**I-3-1-Le béton :**

Le béton est un mélange équilibré composé de

- ✓ pate pure (ciment + eau)
- ✓ granulats (sable, graviers, gravillons)
- ✓ adjuvants

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325).le béton utilisé est dosé à 350kg/m³ de ciment

Un- laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite a des essais de résistance

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

À titre indicatif, le dosage courant pour 1m³ de béton armé est :

- Granulats : Sable.....380 à 450 kg.
Gravillons.....750 à 850 kg.
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l .

A-La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}).Elle est obtenu par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées d'une hauteur double à son diamètre (H = 32cm,diamètre 16 cm)

* La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j → 50%
- A 7 j → 70%
- A 14 j →80%
- A 21 j → 90%
- A 28 j → 99%

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91)

Pour $j < 28$ j

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ j

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPA. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25$ [MPa]

2) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91mod99/A2.1.12}]$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25$ MPa

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa} \quad \mathbf{f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}}$$

3) Les contraintes admissibles du béton (f_{bc}) :

✓ A P'ELU :

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante:

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art .A.4.3 ; 41 BAEL 91})$$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Où f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

• Cas courant :

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$

On aura : $f_{bc} = \frac{0,8 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2$ MPa

• Cas accidentel :

$$\gamma_b = 1,15 \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

Diagrammes des contraintes-déformations à l'ELU :

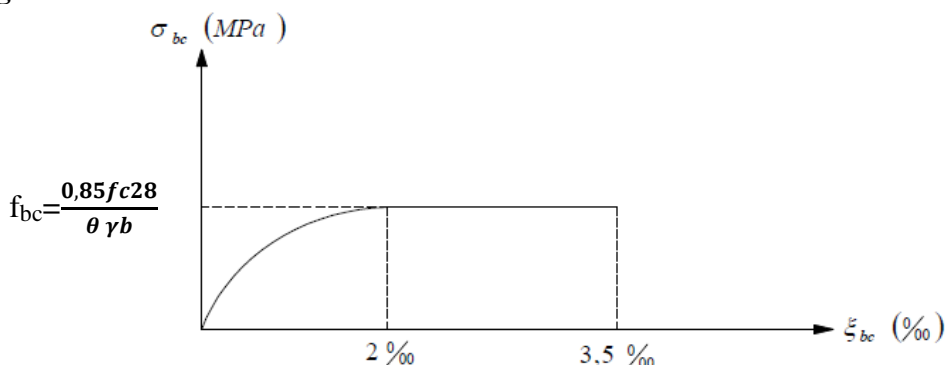


Fig-1.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

A l'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

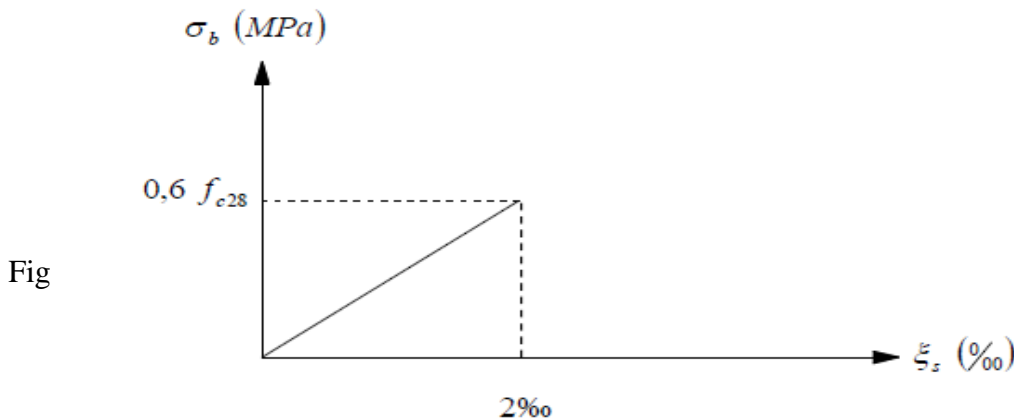
✓ **A l'ELS:**

$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ [MPa] pour $f_{c28} = 25$ MPa on aura ;

$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15$ MPa

Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.



1.2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

4) Contrainte de cisaillement ultime :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{[Art A.5.1 BAEL91]}$$

- Avec : V_u : l'effort tranchant.
 b : largeur de la section considérée.
 d : la hauteur utile ($d = h - c$).

Cette valeur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ $\tau_u \leq \min \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\}$ cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ $\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\}$ cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

5) Module de déformation longitudinale du béton (E_{ij}) :

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

✓ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{Art A.2.1.21 BAEL91 mod99}]$$

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

✓ **Module de déformation différée :**

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{Art A.2.1.21 BAEL91 mod99}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

6) Module de déformation transversale du béton noté (G):

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{ou } E : \text{ le module de Young}$$

ν : Coefficient de Poisson

✓ **Coefficient de poisson :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à : [Art A2.1.3BAEL91mod99]

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations

I.4.2 Les Aciers :

I.4.2 .1- Généralités

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction.

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances et leurs modules d'élasticité, dans notre cas les aciers utilisés sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en Treillis	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
	Treillis soudés Φ 5	TS	520	1.3	1

Tab 1.1 : caractéristique des aciers utilisés

I.4.2 .2- Caractéristiques des aciers :

1) Le module d'élasticité longitudinale (Es) :

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E_s = 2.10^5$ MPa pour tous les aciers utilisés, conformément à la réglementation du [Art A.2.2.1 BAEL91]

2) contrainte limite :

✓ **Contrainte limite de calcul (ELU) :** [Art A.4.3.2 BAEL91mod99]

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ [MPa] avec γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers

$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation durable} \\ 1 & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$

Pour les aciers (HA) :

$F_e = 400$ MPa $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \longrightarrow \sigma_s = 348$ MPa
 $\gamma_s = 1 & \longrightarrow \sigma_s = 400$ MPa

Pour les treillis soudés (TS) :

$F_e = 520$ MPa $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \longrightarrow \sigma_s = 452, 20$ MPa
 $\gamma_s = 1 & \longrightarrow \sigma_s = 520$ MPa

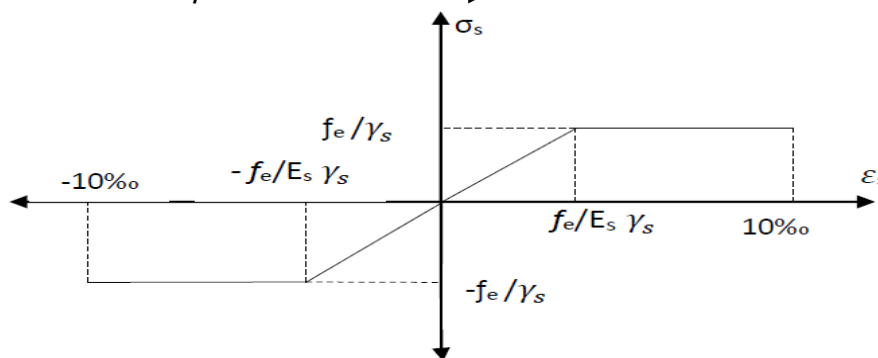


Fig.1.3- Diagramme contraintes-déformations des aciers (ELU)

3) Contrainte maximale des armatures tendues (ELS)

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99. On distingue trois cas de fissurations :

✓ **Cas ou la fissuration est considéré comme peu préjudiciable :**

Aucune limitation de la contrainte de traction des aciers, toutefois une mise en place correcte du béton et des armatures doit être observé. $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

✓ **Cas ou la fissuration est considéré comme préjudiciable :**

$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$ [Art A.4. 5, 33 BAEL91mod99]

✓ cas où la fissuration est considéré comme très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} \quad [\text{Art A.4. 5, 34BAEL91mod99}]$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les HA de diamètre } > 06\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de diamètre } < 06\text{mm.} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

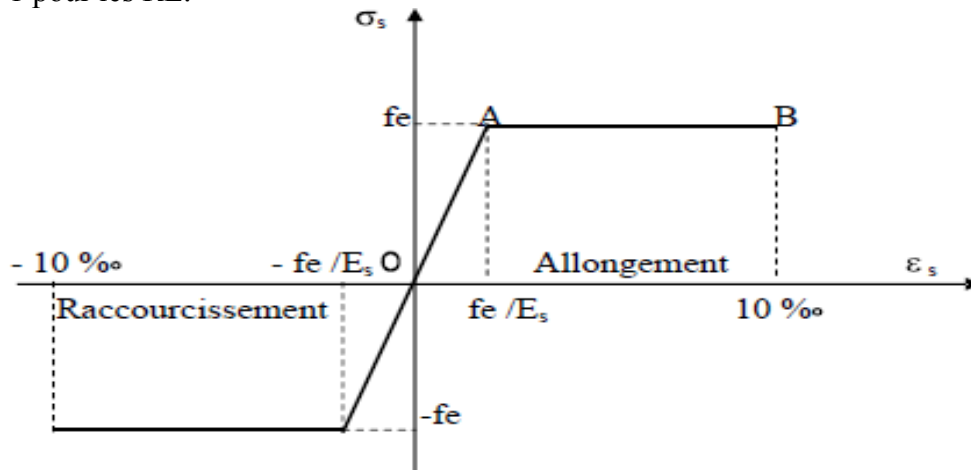


Fig 1.4- diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELS

4) Protection des armatures :

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

On adopte les valeurs suivantes : [Art A.7.1 BAEL91mod99]

- $C \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $C \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $C \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer)

Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet, dans ce chapitre nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers.

2.1) Planchers :

2.1.1) Planchers en corps creux :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant la plus petite portée, et d'une dalle de compression.

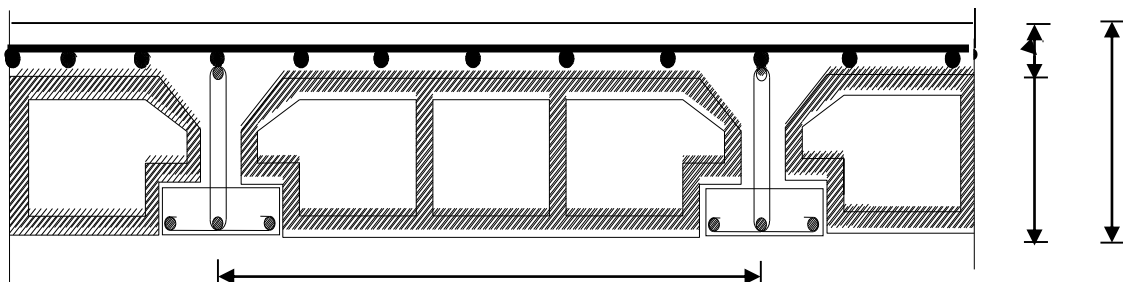


Fig 2-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

L_{max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa on prend $\min = 25$ cm

Dans le présent projet, $L_{max} = 400 - 25 = 375$ cm

Par suite :

$$h_t = \frac{375}{22.5} = 16.66$$

Ainsi on optera pour un plancher de $h_t = 20$ cm (16+4), soit un plancher de 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour l'épaisseur la dalle de compression .

2.2) Poutres :

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

2.2.1) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$$

La hauteur (h) :

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \implies 25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm} \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur (b) :

$$0.4 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55 \implies 22 \leq b \leq 38.5 \text{ soit } b = 25 \text{ cm}$$

2.2.2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq h \leq 37.5 \text{ cm} \text{ soit } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \text{ soit } b = 25 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même section pour la poutre de chaînage (25x30).

2.2.3) Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.2	1.2	Vérifiée

Tableau 2.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales . (25x35) cm².

Poutres secondaires (25x30) cm².

2.3) Voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [2].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

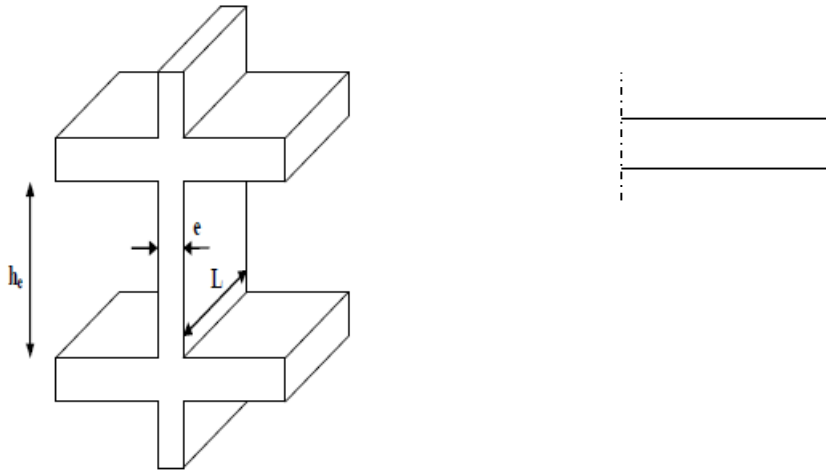


Figure 2.2 : Coupes de voiles en plan

$$e \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage

e : épaisseur des voiles.

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ donc : $e \geq 286 \div 20 = 14.3 \text{ cm}$

Pour le RDC: $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ donc : $e \geq 286 \div 20 = 14.3 \text{ cm}$

Pour le sous sols $h_e = 340 - 20 = 320$ donc $e \geq 320 \div 20 = 16 \text{ cm}$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Largeur minimale du voile :

La longueur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4e$.

$$4e = 80 \text{ cm soit } l_{\min} \geq 80 \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$e = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

2.4) Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « C5 ».

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

2.4.1) Descente de charge :

2.4.1.1) Surface d'influence :

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= (1.87 \times 1.87) + (1.87 \times 1.62) + (1.92 \times 1.87) + (1.92 \times 1.62)$$

$$S_n = 13.22 \text{ m}^2$$

2.4.1.2) Détermination des charges et surcharge :

- Charges permanentes :

-

- Plancher terrasse :

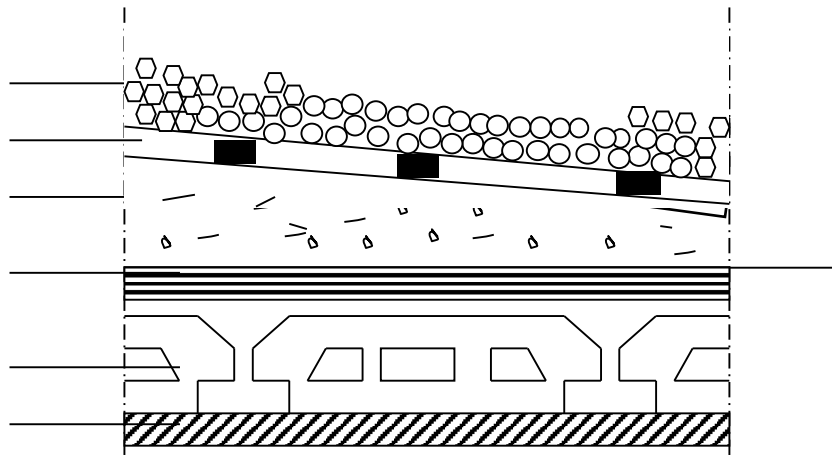


Fig2-3: Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.83

Tableau 2.2 : charge permanente de plancher terrasse inaccessible

– **Plancher étage courant :—**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_t				5.44

Tableau2.3:charge permanente de plancher étage courant

– **Murs extérieures :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.36

Tableau 2.4 :charge permanente de mur extérieur

– Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau 2.5:Surcharge d'exploitation

II.4.1.3) Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G_t = 13.22 \times 5.83 = 77.07 \text{ KN.}$$

- Plancher courant :

$$G_c = 13.22 \times 5.44 = 71.91 \text{ KN.}$$

- Poutres :

. Poutres porteuses :

$$G_{pp} = (0.25 \times 0.3 \times 3.79) \times 25 = 7.10 \text{ KN.}$$

. Poutres secondaires :

$$G_{pc} = (0.25 \times 0.3 \times 3.49) \times 25 = 6.54 \text{ KN.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{pc} = 13.64 \text{ KN.}$$

Poids des poteaux :

- Etages courants : $(0.25 \times 0.25 \times 3.06) 25 = 4.78 \text{KN}$
- RDC : $(0.25 \times 0.25 \times 3.06) 25 = 4.78 \text{KN}$
- Sous Sols: $(0.25 \times 0.25 \times 3.40) 25 = 5.31 \text{KN}$

II.4.1.4) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau 2.6 : coefficient des dégression des charges

Avec : $Q_0 = 1 \times 13.22 = 13.22 \text{ KN}$.

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1.5 \times 13.22 = 19.83 \text{ KN}$.

$Q_{\text{RDC}} = 1.5 \times 13.22 = 19.83 \text{ KN}$.

On aura les surcharges Q_n suivantes :

$Q_0 = 13.23 \text{ KN}$

$Q_1 = 13.23 + 19.83 = 33.05 \text{ KN}$

$Q_2 = 13.23 + 0.95 (19.83 \times 2) = 50.90 \text{ KN}$.

$Q_3 = 13.23 + 0.90 (19.83 \times 3) = 66.77 \text{ KN}$

$Q_4 = 13.23 + 0.85 (19.83 \times 4) = 80.65 \text{ KN}$

$Q_5 = 13.23 + 0.80 (19.83 \times 5) = 92.55 \text{ KN}$.

$Q_6 = 13.23 + 0.75 (19.83 \times 6) = 102.46 \text{ KN}$.

II.4.1.5) Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_e+Q_e$ [KN]	Section du poteau[cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumule}	Q_i	Q_n		Sectiont rouvée $S=N/0.3$ fc28	Section adoptée
5	77.07	13.64	00	90.71	90.71	13.22	13.22	103.93	138.5	30x30
4	71.91	13.64	4.78	90.33	181.04	19.83	33.05	214.09	285.4	30x30
3	71.91	13.64	4.78	90.33	271.37	19.83	50.90	324.25	432.33	35x35
2	71.91	13.64	4.78	90.33	361.7	19.83	66.77	434.41	579.21	35x35
1	71.91	13.64	4.78	90.33	452.03	19.83	80.65	544.57	726.00	35x35
RDC	71.91	13.64	4.78	90.33	542.36	19.83	92.55	654.73	872.97	40x40
SOUS SOL	71.91	13.64	5.31	90.86	633.22	19.83	102.46	765.42	1020.5	40x40

Tableau 2.7 :Tableau récapitulatif de la descente de charge

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Le SS ET RDC on a des poteaux de (40x40)
- ETAGE 1 2 3 on a des poteaux de (35x35)

- ETAGE 4 5 on a des poteaux de (30x30)

II.4.2) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 17	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
30x30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau 2.8 :Vérification des sections selon RPA

2.4.3) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la 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 l’élancement λ des poteaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec : L_f : longueur de flambement (L_f = 0.7 L₀) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

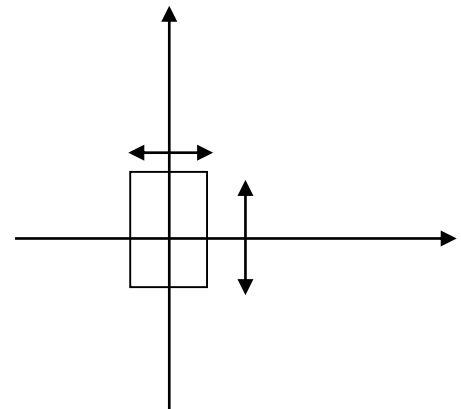
L₀ : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- ♦ poteaux (40X40) : L₀ = 3.40 ⇒ λ = 20.61 < 50.
- ♦ poteaux (35x35) : L₀ = 3.06 ⇒ λ = 21.20 < 50.
- ♦ poteaux (30x30) : L₀ = 3.06 ⇒ λ = 24.73 < 50.



Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

3.1) L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

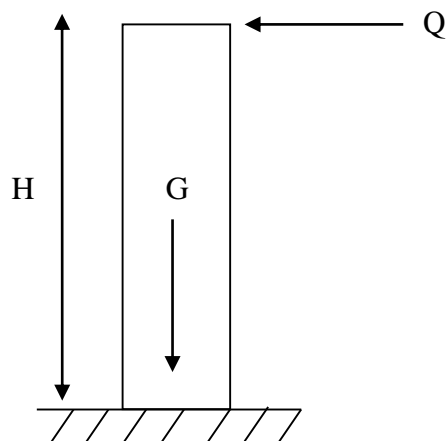
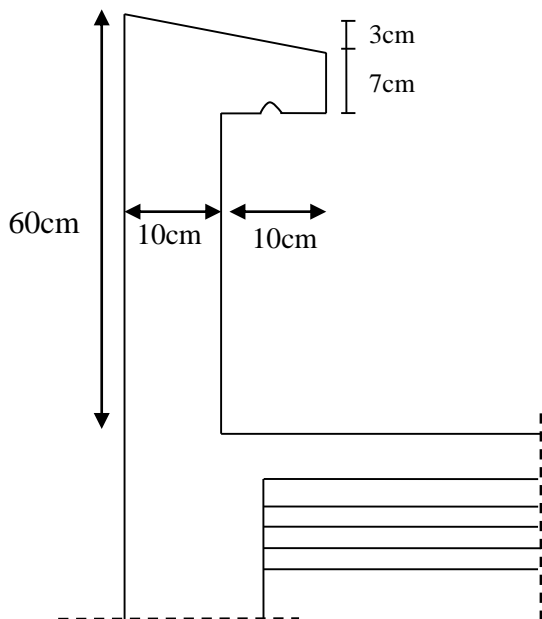


Fig 3.1.2 Schéma statique

Fig 3.1.1 coupe transversal de l'acrotère

3.1.1) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0,5 \times 0,1 + 0,07 \times 0,2 + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

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

- Effort normal dû au poids propre (G) :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$$

- Effort tranchant T dû à la surcharge Q :

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

- Moment fléchissant max du à la surcharge Q

$$M = Q \times 1\text{ml} \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

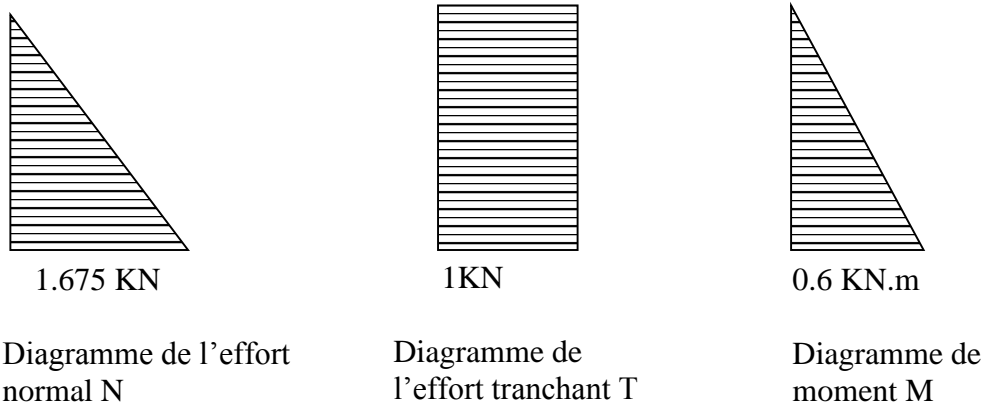


Fig 3.1.3 Diagramme des efforts internes

3.1.2) Combinaison de charge :

- A l'ELU :

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN} & (N_Q = 0) \\ T_u = 1,35 T_N + 1,5T_Q = 1,5 \times 1 = 1,35 \text{ KN} & (T_N = 0) \\ M_u = 1,35 M_N + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} & (M_N = 0) \end{cases}$$

- A l'ELS :

La combinaison de charge est : $G+Q$

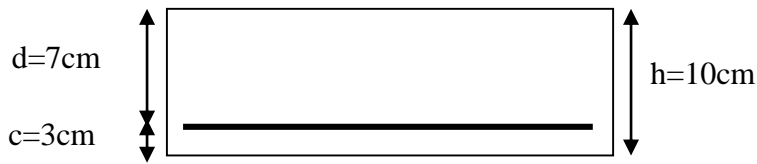
$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 1,675 \text{ KN} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.1.3) Le Ferrailage:

Le calcul se fera a l'ELU puis la vérification à l'ELS

les résultats des sollicitations se résument à un effort normal « N » et un moment de flexion M .

Il est à l'étude d'une section rectangulaire d'une base **b=1m** et d'une hauteur **h=10cm** soumise a la flexion composée.



h : Epaisseur de la section.

c : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

3.3.1) A l'ELU

1. Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 0.398 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée l'effort normal (N) est un effort de compression neutre à l'intérieur → section partiellement comprimée

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis se ramène à la flexion composée.

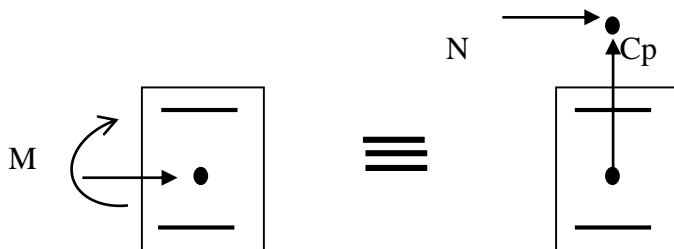


Fig 3.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

2. calcul d'armatures principales

❖ Armatures fictives

Moment fictif

$$M_f = N_u \cdot g$$

g : la distance entre le centre de pression (C_p) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39.8 + \frac{10}{2} - 3 = 41.8$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.261 \left(\frac{10}{2} - 0.03 \right) =$$

$$M_f = 2.261 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN m}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSP)}$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

❖ **Armatures réelles (en flexion composé)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.261 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

3. Vérification a l'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité [Art A-4.2.1/BAEL 91]**

$$A \geq A_{\min}$$

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

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée → on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min})

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est **préjudiciable**, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \quad V_u: \text{effort tranchant}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{(100 \times 70) \times 10} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

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

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.5$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 7 \times 10.5} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Espacement des barres

Armatures principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

e) Ancrage des barres verticales [Art A.6.1.2 / BAEL 91]

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{(4 \times 2.84) \times 10} = 28.1 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

III.3.2) Vérification a l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : La contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible dans le béton comprimé

σ_{st} : La contrainte dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible dans les aciers tendus

1. Vérification des contraintes dans les aciers

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

$$\text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{(0.6) \times 10}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f e ; \max(0.5 f e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 46.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

1. Vérification des contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{on a : } \rho = 0.287 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.915 \quad \rightarrow \quad K = 43.82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

(pas de fissuration dans le béton)

❖ Conclusion

Les conditions sont vérifiées. Donc notre ferrailage calculé a l'ELU est vérifié a l'ELS

2. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

élément en console → $C_p=0.3$

W_p : poids de l'acrotère, $W_p=1.675$ KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (Q) supérieur à l'effort sismique (F_p). Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra

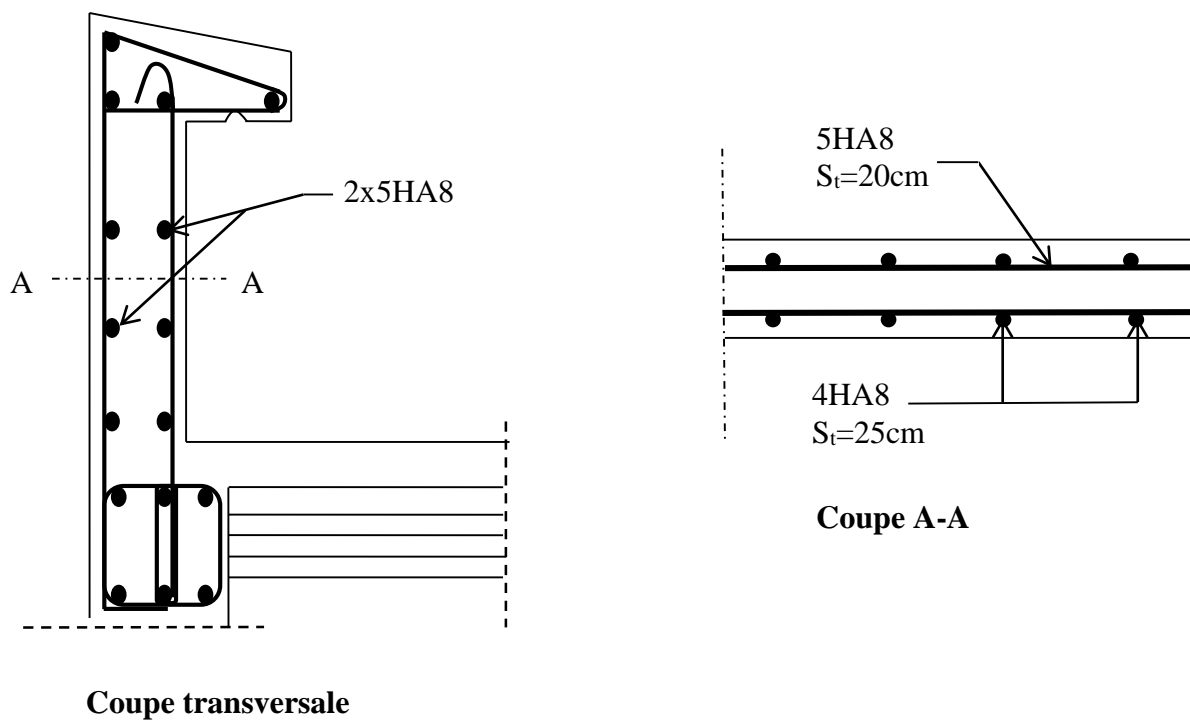


Fig 3.1.5 Ferrailage de l'acrotère

3.2) les balcons

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

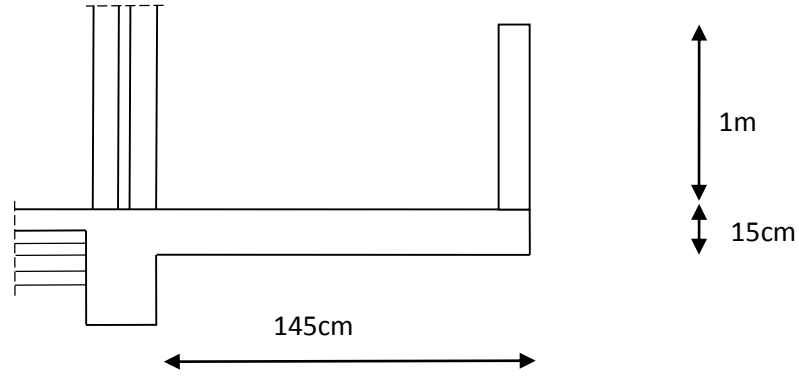


Figure 3.2.1 : Coupe transversale d'un balcon

3.2.1) Dimensionnement

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5$$

On adopte $e=15\text{cm}$

3.2.1.1 Détermination des charges :

a) Charges permanentes

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G₁=5,35

Tableau 3.2.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

b) Charge concentrée (garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			G2= 1,62

Tableau 3.2.2 : Les charges concentrées revenant au balcon.

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie

Charges d'exploitation Q :

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

III.3.1.2 Combinaison des charges :

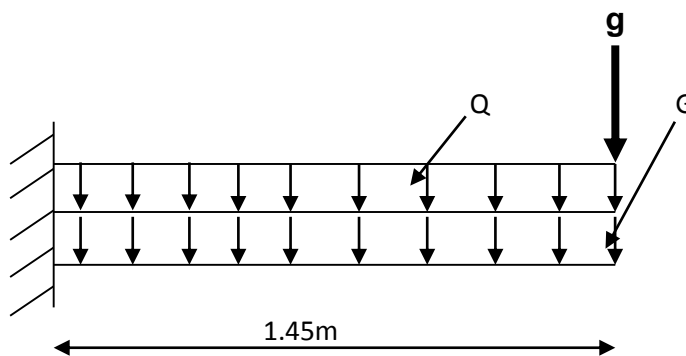


Fig 3.2.2 Schéma statique du balcon

▪ **A l'ELU :**

La dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q \times 1 \text{ ml} = 1,35(5,35) + 1,5(3,5) = 12,47 \text{ KN/ml}$$

Garde Corp :

$$q_{u2} = 1,35g = 1,35(1,62) \times 1 \text{ ml} = 2,187 \text{ KN/ml}$$

▪ **ELS :**

$$q_{s1} = G + Q = (5,35 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = g = 1,62 \times 1 \text{ ml} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des moments fléchissant :

1) a l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :

$$M_U = \frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2}xl$$

$$M_u = \frac{12,47 \times 1,45^2}{2} + 2,187 \times 1,45 = 16,28 \text{ KN.m}$$

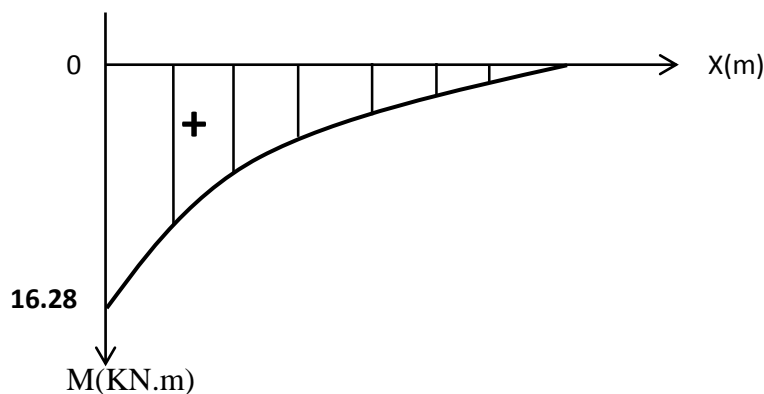


Fig 3.2.3 Diagramme de moment à l'ELU

2) A l'ELS

$$M_s = \frac{q_{s1}L^2}{2} + q_{s2}xl$$

$$M_s = \frac{8,87 \times 1,45^2}{2} + 1,62 \times 1,45 = 11,67 \text{ KN.m}$$

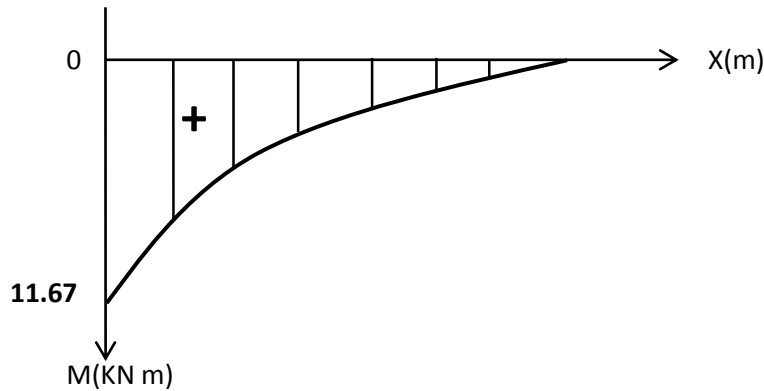


Fig-3.2.4 Diagramme de moment à l'ELS

3.2.1.3 Ferrailage:

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.28 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.067 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.28 \times 10^3}{0.965 \times 13 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.73}{4} = 0.93\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

3.2.1.4 Verification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

En travée : $A_s=3.73\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i}$$

$$V_{\text{umax}} = q_u \times l + g$$

$$V_{\text{umax}} = (12.47 \times 1.45) + 2.187 = 20.268 \text{ KN}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.268 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.919\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.919 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{\text{umax}} = 20.268\text{KN}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art .A. 5.2.1,211})$$

$$\tau_u = \frac{20.268 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.156\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.156\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 12\text{mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

. → Soit des crochets de longueur $La=0,4 \times L_s= 0,4 \times 45 = 18[\text{cm}]$. (ArtA.6.1, 253 BAEL 91)
Soit $La=18[\text{cm}]$.

e) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

▪ **Armature principale**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min [3h, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Armature secondaires**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min [4h, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

3.2.1.5 Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α :

$$\gamma = \frac{16.28}{11.67} = 1.397$$

$$\mu = 0.067 \quad \alpha = 0.0867 < \frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.67 \times 10^6}{0.900 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 176.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 176.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

c) vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on doit vérifier ces trois conditions :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{145} = 0.103 > 0.062 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.103 > \frac{16.28}{10 \times 16.28} = 0.1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Résultat :

Après toute vérification nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :**

$$A_{st} = 5HA12 = 5.65\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t=20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t=25\text{cm}$$

1. Vérification du balcon au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le balcon est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4.A.C_p.W_b$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zonée II_a, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
élément en console → $C_p=0.3$

W_p : poids de Le balcon, $W_b=5.44$ KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.44 = 0.97 \text{ KN/ml} < Q=1 \text{ KN/ml}$$

Le balcon est calculé avec un effort horizontale(Q) supérieur à l'effort sismique (F_p) . Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra

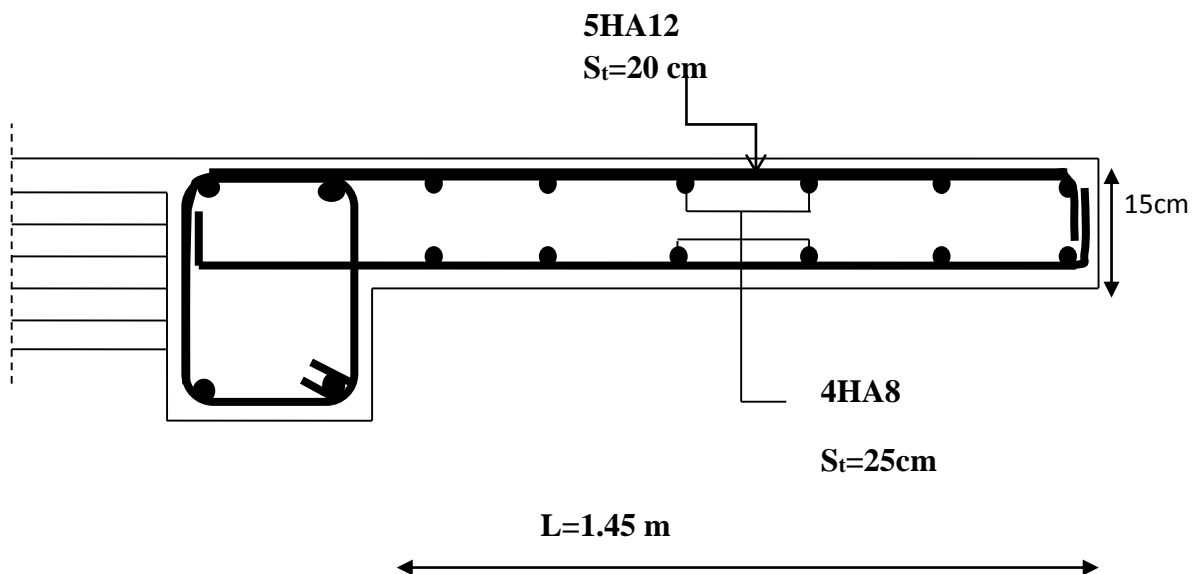


Fig 3.2-5 : ferrailage de la console

3.3) Calcul des planchers :

3.3-1) Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Le plancher en corps creux est constitué de :

1. Nervures appelées poutrelles de section en T.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est Les planchers à corps creux sont constitué de :

-Nervure appelé poutrelle de section en T, elles assurent une fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa dimension est de 16cm.

- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520). Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

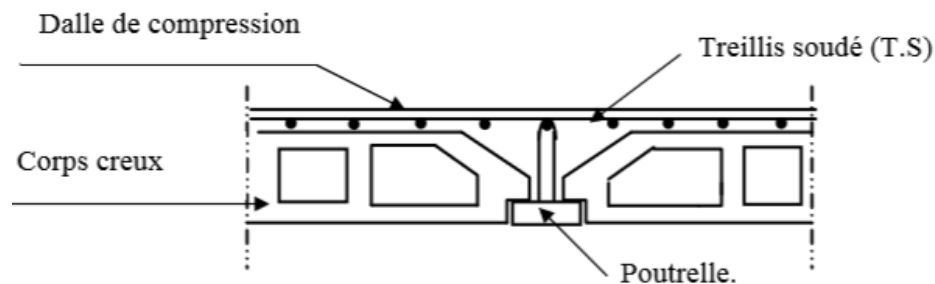


Fig 3.3 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

1- calcul et ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91mod99.Art.B.6.8)

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (fe520) dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher (RDC/Ssol).

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 L'}{f_e} \quad \text{avec : } A_{\perp} : \text{Section d'armatures [cm}^2\text{/ml]}$$

L' : Entre axes des poutrelles, égal à 65 [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

Soit : $5T4 = 0,63\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

Soit : $5T4 = 0,63\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

Conclusion : on adoptera donc un treillis soudé TLE520 de (20x20)

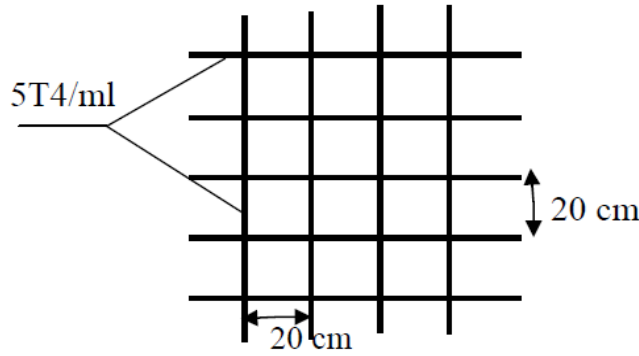


Fig. 3.3.2-Ferraillage de la dalle de compression.

✚ Dimensionnement de la poutrelle

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté une nervure à partir de son parement est limité par les plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \min \left(\frac{L_1}{10} ; \frac{L}{2} ; 8h_0 \right)$$

- L_1 : longueur libre entre nus d'appuis (465cm).
- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L= 65 -12 = 53$ cm)
- b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).
- h_0 : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

• b_1 : La largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 = \min \left(\frac{400}{10} ; \frac{53}{2} ; 8 \times 4 \right) = \text{Min} (40 ; 26.5 ; 32) = 26.5 \text{ cm.}$$

• b : Largeur de la table de compression avec :

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

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

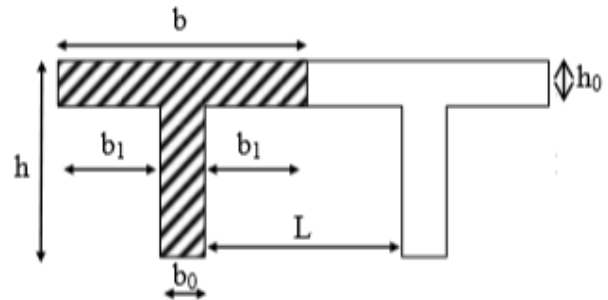


Fig 3.3.3 : construction de la section en T

3.3-3-1) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95 0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier 1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G = 0.74 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml.**

Combinaison d'action à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts interne :Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.00^2}{8} = 5 \text{ KNm}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :Soit : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$ Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_0 = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12.2^2 \cdot 14.2} = 7.33 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armé (SDA)}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharge aux quelles elles sont soumises avant coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 a120 cm).

3.3-3-2) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a) Poids des planchers :

✚ Plancher terrasse :

- Charges permanentes: $G = 5.83 \times 0.65 = 3.78 \text{ KN/ml}$

- Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

✚ Plancher étage courant :

- Charges permanents $G = 5.44 \times 0.65 = 3.53 \text{ KN/ml}$

- Charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charges :

✚ Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.78 + 1.5 \times 0.65 = 6.07 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.78 + 0.65 = 4.43 \text{ KN/ml}$

✚ Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.53 + 1.5 \times 0.975 = 6.22 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.44 + 0.975 = 4.50 \text{ KN/ml}$

Remarque : on effectuera le calcul pour le cas plus défavorable, pour notre structure c'est le Plancher étages courant.

❖ Etude de plancher étage courant :**3.3-3-2-1) Méthode de calcul:**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes : -Méthode forfaitaire.

-Méthode des trois moments.

-Méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

✚ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

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

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$2 \times G = 2 \times 5.29 = 10.58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.58 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

- 3) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

- 4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 » :

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

• $0.8 < L_1/L_2 = 3.40/3.50 = 0.97 < 1.25 \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• $0.8 < L_2/L_3 = 3.50/4 = 0.87 < 1.25 \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• $L_3/L_4 = 4/3 = 1.33 > 1.25 \quad \Rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

❖ **Conclusion :**

Dans notre cas la méthode la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments

➤ **Exposé de la méthode des 3 moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

-L'expression des trois moments est donnée par les équations suivantes :

Aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = [(q_i L_i^3/4) + (q_{i+1} L_{i+1}^3/4)]$$

En travée :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que : } \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (1-x)$$

Avec :

- $\mu(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.
- " M_{i-1} ", " M_i " et " M_{i+1} " : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « $i-1$ », « i » et « $i+1$ ».
- l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui " i ".
- l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui " i ".
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui " i ".
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui " i ".

• 1er cas

Poutrelles à six travées à 7 appuis :

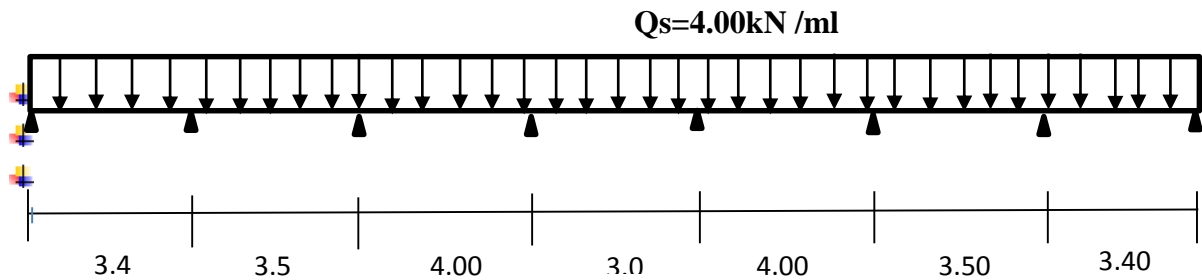


Fig 3.3.4: Schéma statique de la poutrelle

a) Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned}
 L' \text{ appui } 1 (i=1): & \quad 6.8 M_1 + 3.4 M_2 & = & -61.11 \dots\dots\dots ① \\
 L' \text{ appui } 2 (i=2): & \quad 3.4 M_1 + 13.8 M_2 + 3.5 M_3 & = & -127.78 \dots\dots\dots ② \\
 L' \text{ appui } 3 (i=3): & \quad 3.5 M_2 + 15 M_3 + 4 M_4 & = & -166.19 \dots\dots\dots ③ \\
 L' \text{ appui } 4 (i=4): & \quad 4 M_3 + 14 M_4 + 3 M_5 & = & -141.5 \dots\dots\dots ④ \\
 L' \text{ appui } 5 (i=5): & \quad 3 M_4 + 14 M_5 + 4 M_6 & = & -141.5 \dots\dots\dots ⑤ \\
 L' \text{ appui } 6 (i=6): & \quad 4 M_5 + 15 M_6 + 3.5 M_7 & = & -166.19 \dots\dots\dots ⑥ \\
 L' \text{ appui } 7 (i=7): & \quad 3.5 M_5 + 13.8 M_6 + 3.4 M_7 & = & -127.78 \dots\dots\dots ⑦
 \end{aligned}$$

Sa forme matricielle est :

$$\begin{pmatrix}
 6.8 & 3.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3.4 & 13.8 & 3.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3.5 & 15 & 4.00 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 4 & 14 & 4.00 & 4 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 3 & 12.6 & 3.20 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3.20 & 12.8 & 3.20 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.20 & 6.4
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7
 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix}
 -74.28 \\
 -227.86 \\
 -199.08 \\
 -91.01 \\
 -95.56 \\
 -100.1 \\
 -50.05
 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système se fait par le logiciel **MATLAB**, les résultats sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 M_1 & = -6.1307 \text{ KNm} & M_4 & = -6.4339 \text{ KNm} & M_7 & = -5.7122 \text{ KNm} \\
 M_2 & = -5.7122 \text{ KNm} & M_5 & = -6.4339 \text{ KNm} & M_8 & = -6.1307 \\
 M_3 & = -8.0308 \text{ KNm} & M_6 & = -8.0308 \text{ KNm} & &
 \end{aligned}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante :
$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	M _i (KNm)	M _{i+1} (KNm)	M _{i+1} - M _i (KNm)	qu (KN/ml)	qu x L _i (KN)	X (m)	μ _(x)	M ^{max} (KNm)
1-2	3.40	1.7	-6,130	-5.712	0.418	6.22	21.14	1.71	8.98	3.06
2-3	3.50	1.75	-5.712	-8.030	-2.318	6.22	21.77	1.64	9.48	2.68
3-4	4.00	2.00	-8.030	-6.433	1.597	6.22	24.88	2.06	12.42	5.21
4-5	3.00	1.50	-6.433	-6.433	0	6.22	18.66	1.50	7.33	0.89
5-6	4.00	2.00	-6.433	-8.030	-1.597	6.22	24.88	1.93	6.99	-0.21
6-7	3.50	1.75	-8.030	-5.712	2.318	6.22	21.77	1.85	9.49	2.68
7-8	3.40	1.7	-5.712	-6,130	-0.418	6.22	21.14	1.68	8.98	3.06

Tableau 3.3.1 : Calcul des moments en travées.

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura donc :

Les moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = -4.08 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -4.28 \text{ KNm}$$

$$M_7 = -3.80 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -3.80 \text{ KNm}$$

$$M_5 = -4.28 \text{ KNm}$$

$$M_8 = -4.08 \text{ KNm}$$

$$M_3 = -5.35 \text{ KNm}$$

$$M_6 = -5.35 \text{ KNm}$$

Les moments corrigés en travées :

$$M_{(1-2)} = 4.08 \text{ KNm}$$

$$M_{(4-5)} = 1.18 \text{ KNm}$$

$$M_{(2-3)} = 3.57 \text{ KNm}$$

$$M_{(5-6)} = 0.28 \text{ KNm}$$

$$M_{(3-4)} = 6.94 \text{ KNm}$$

$$M_{(6-7)} = 3.57 \text{ KNm}$$

$$M_{(7-8)} = 4.08 \text{ KNm}$$

Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = -\frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$

} Les moments serrant prés en valeur absolue

N° Travée	Longueur	$\frac{q}{2} \times L_{i+1}$	$(M_{i+1}-M_i)/L_{i+1}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	3.40	10.57	0.08	10.65	-10.49
2-3	3.50	10.88	-0.44	10.44	-11.32
3-4	4.00	12.44	0.26	12.7	-12.18
4-5	3.00	9.33	0	9.33	-9.33
5-6	4.00	12.44	-0.26	12.18	-12.7
6-7	3.50	10.88	0.44	11.32	-10.44
7-8	3.40	10.57	-0.08	10.49	-10.65

Tableau 3.3.2 : Calcul des efforts tranchants

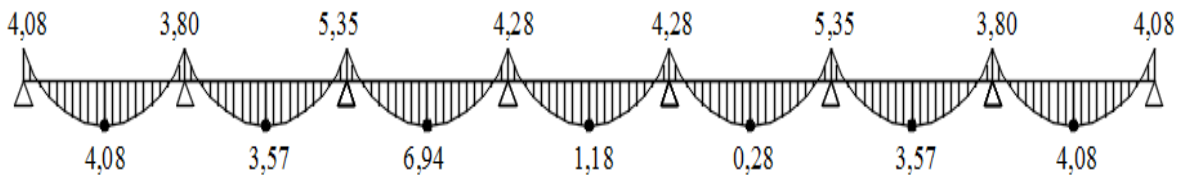


Fig 3.3.5: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm) après correction

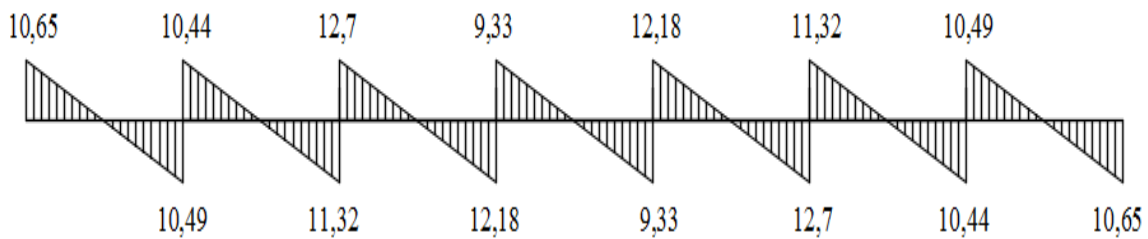


Fig 3.3.6: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

• 2 ème cas :

Poutrelles à trois travées à 4 appuis :

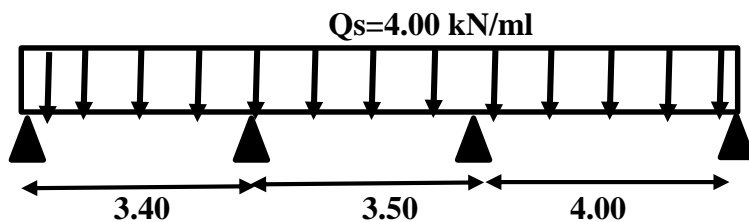


Fig 3.3.7: Schéma statique de la poutrelle

3.3.3.2.1) Calcule des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures se fait pour le premier type des poutrelles (poutrelle a six travées à sept appuis) car les résultats obtenues sont les plus défavorables.

1) Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU. Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $b_1 = 26.5\text{cm}$ (La largeur de l'hourdis).
- $b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).
- $b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).
- $h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).
- $h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).
- $c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).
- $d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

- En travées : $M_t = 6.94\text{KN.m}$

- Sur appuis : $M_a = 5.35\text{KN.m}$

 **En travées :** $M_t^{\max} = 6.94\text{ KNm}$ (Le moment maximal en travée)

Position de l'axe neutre :

-Si : $M_t > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_t < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule

suivante : $M_0 = b h_0 f_{bu} (d - h_0/2)$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

D'où

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072\text{KN.m}$$

$M_t = 6.94\text{KN.m} < M_0 = 59.072\text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

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

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,94 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA (Asc=0)} \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,94 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,12\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA12= 3.39cm²

✚ **Aux appuis :** $M_{a}^{\max} = 5.35\text{KNm}$ (Le moment maximal aux appuis)

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

$$\mu = \frac{M_{a}^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.35 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (Asc=0)} \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_a = \frac{M_{a}^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.35 \times 10^3}{0.949 \times 18 \times 348} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit : Aa = 1HA12 = 1.13 cm²

2) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\varnothing_t \leq \min (b_0/10 ; h/35 ; 1) = \min (12/10 ; 20/35 ; 1) = \min (1.2 ; 0.571 ; 1) = 0.571 \text{ cm}$$

\varnothing_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\varnothing 6$ avec $A_t = 2\text{HA6} = 0.56$

➤ L'espacement entre cadre (Art A.5.3/BAEL 91) :

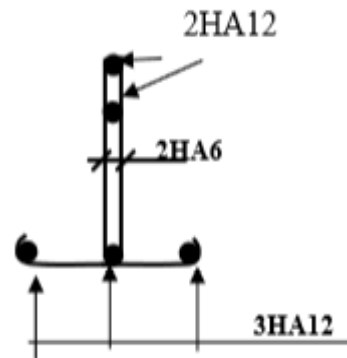
$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40) = \min (16.2 ; 40)$$

$$S_t \leq 16.2 \rightarrow \text{Soit un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition

Suivante :

$$(A_t \times f_e) / (b_0 \times S_t) \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (0.56 \times 235) / (12 \times 15) = 0.731 > 0.4 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$



3.3-3-2-2) Vérification à l'ELU :

a) Conditions de non fragilité : (A.4.2.1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.261 \text{ cm}^2}$$

- En travées : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- Aux appuis : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_d = 1.5$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{12.7 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1, 313):

On doit vérifier que: $T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$ Avec : $a = 0.9 d$

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rives: $T_{max} = 10.65 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Appuis intermédiaires: $T_{max} = 12.7 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.1, 313):

Au niveau de l'appui intermédiaire:

$$T_{max} + \frac{Ma}{0.9d} < 0$$

$$12.7 + \frac{-5.35}{0.9 \times 0.18} = -20.32 < 0 \rightarrow$$
 condition vérifiée.

\Rightarrow Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

e) Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1, 3):

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \Rightarrow \psi_s = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est : $\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9 d \sum u}$

Avec :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.7 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = \mathbf{0.69 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ Condition vérifiée} \Rightarrow \text{(Pas de risque d'entraînement des barres)}$$

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times \pi \times 1.2 = 3.77 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.7 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.7} = 2.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.07 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \rightarrow$$
 Condition vérifiée

f) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} \rightarrow L_s = 42.25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adoptera: } L_s = 45 \text{ cm}$$

-Les règles de BAEL 91 n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A : $L_c=0,4 \times 45=18\text{cm} \rightarrow L_c = 20\text{cm}$.

3-3-3-2-3) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation.

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS

$$\text{Telle que : } \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.50}{6.22} = 0.72$$

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci- dessous :

Les moments corrigés aux appuis (ELS) :

$$\begin{array}{lll} M_1 = -2.93 \text{ KNm} & M_4 = -3.08 \text{ KNm} & M_7 = -2.73 \text{ KNm} \\ M_2 = -2.73 \text{ KNm} & M_5 = -3.08 \text{ KNm} & M_8 = -2.93 \text{ KNm} \\ M_3 = -3.85 \text{ KNm} & M_6 = -3.85 \text{ KNm} & \end{array}$$

Les moments corrigés en travées(ELS) :

$$\begin{array}{ll} M_{(1-2)} = 2.93 \text{ KNm} & M_{(4-5)} = 0.84 \text{ KNm} \\ M_{(2-3)} = 2.57 \text{ KNm} & M_{(5-6)} = -0.20 \text{ KNm} \\ M_{(3-4)} = 4.99 \text{ KNm} & M_{(6-7)} = 2.57 \text{ KNm} \\ M_{(7-8)} = 2.93 \text{ KNm} & \end{array}$$

Calcul des efforts tranchant(ELS) :

N° Travée	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	7.66	-7.55
2-3	7.51	-8.15
3-4	9.14	-8.76
4-5	6.71	-6.71
5-6	8.76	-9.14
6-7	8.15	-7.51
7-8	-7.55	-7.66

Tableau 3.3.3 : Calcul des efforts tranchants

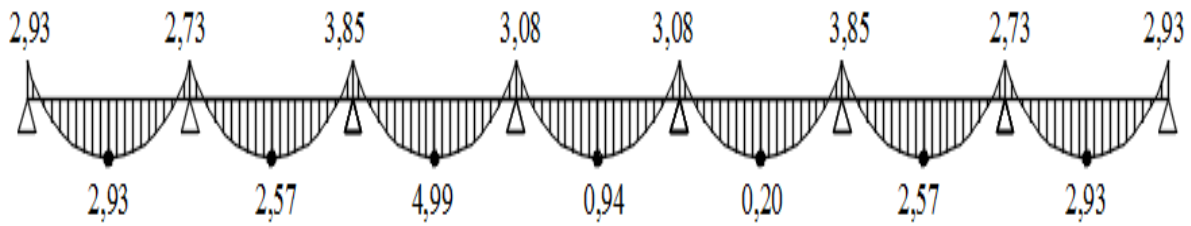


Fig 3.3.8: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KNm) après correction.

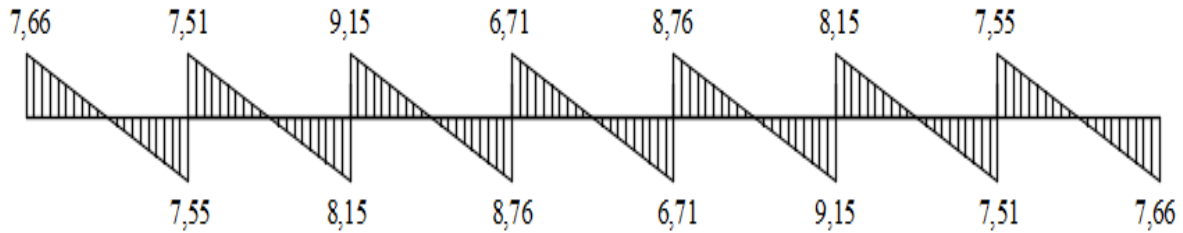


Fig 3.3.9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

Moments fléchissant max:

En travée : $M_t^{Max} = 4.99$ KNm

Aux appuis : $M_a^{Max} = 3.85$ KNm

Efforts tranchants max : $T_{max} = 9.14$ KN

Vérification :

a) État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures (Aucune vérification n'est à effectuer).

b) État limite de résistance de béton en compression :

Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Dans le béton : On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.
- Dans l'acier : On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa.

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3 \phi 12 = 3.39$ cm².

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 1 \phi 12 = 1.13$ cm².

	$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β_1	K1	$\sigma_s = M_s / \beta_1 A_s d$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} = \sigma_s / k$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
EN travée	1.569	0.837	15.67	97.70	348	6.25	15	Vérifie
Aux appuis	0.523	0.891	31.05	212.31	348	6.79	15	Vérifie

Tableau 3.3.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

→ Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c) 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 BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$
- 3) $\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4,2}{fe}$

Avec h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : longueur max entre nœuds d'appuis est égale à 400 cm.

A : section des armatures tendues.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.044 \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4,2}{fe} = 0.0156 \geq 0.0105 \quad \text{Conditions non vérifiées}$$

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

❖ Calcul de la flèche : (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

$$f_1 = \frac{Mt \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8$$

- f₁ : La flèche admissible
- E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,865 MPa)
- I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + [(b-b_0) h_0^3/12] + [(b-b_0) h_0 (y_1-h_0/2)^2] + [15At (y_2 - c)^2]$$

$$Y1 : \text{Position de l'axe neutre } y_1 = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$$

$$\sum S_i y_i = b_0 h \frac{h}{2} + (b-b_0) h_0 \frac{h_0}{2} + (15At \times d)$$

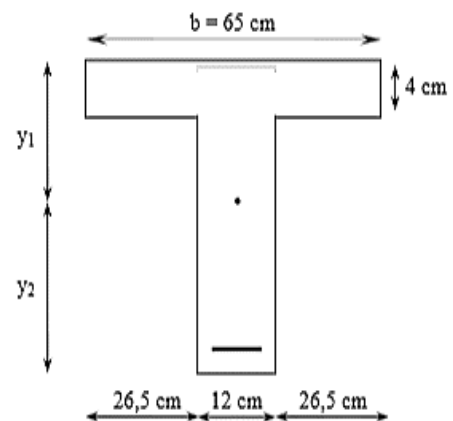
$$= (12 \times 20^2/2) + ((65-12) \times 4^2/2) + (15 \times 3.39 \times 18) = 3739.3 \text{ cm}^3$$

$$\sum S_i = (b_0 \times h) + (b-b_0) h_0 + (15 \times At)$$

$$= (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$D'où : y_1 = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12.56 \text{ cm}$$



D'où : $I_0 = 22647.84 \text{ cm}^4$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft28} ; 0 \right)$$

Avec: ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{At}{b \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$\sigma_s = \frac{Mtser}{At \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.99 \cdot 10^6}{3.39 \cdot 10^2 \cdot 0.981 \cdot 180} = 83.36 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 83.36 + 2.1} = 0.41 ; 0 \right) = 0.48$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.015} = 1.09$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 22647.84}{1 + 0.4 \times 0.48 \times 1.09} = 20601.20 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{4.99 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 10818,865 \times 10^2 \times 20601.20} = 0.35 \text{ cm}$$

$f_1 = 0.35 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm} \rightarrow$ **La flèche est vérifiée**

3.4- Les escaliers

a-Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

b-Terminologie

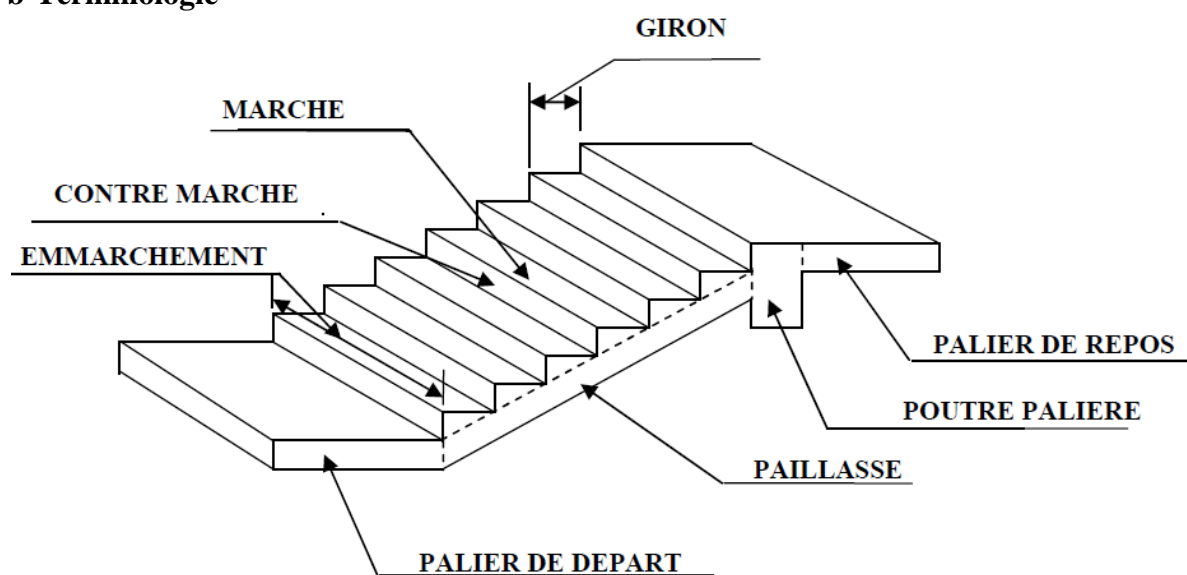


Fig 3.4.1-Terminologie des escaliers

C -Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le coté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers en béton armé coulé sur place :

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.
- Escalier à trois volées avec deus paliers intermédiaire.

1- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire

a)-calcul de l'escalier :-Pré-dimensionnement de l'escalier

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de Blondel qui est la suivante : $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

L'emmarchement doit être $\geq 1,20$ m

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **Blondel**

- **La hauteur de la marche h**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$; on prend: **h = 17 cm.**

- **Nombre de contremarches n :**

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

- **Nombre de marches m :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **La largeur de la marche g**

$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$; on prend : $g = 30\text{cm}$

Soit un emmarchement de 1,80 m.

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow 59 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Pré dimensionnement de la pailasse

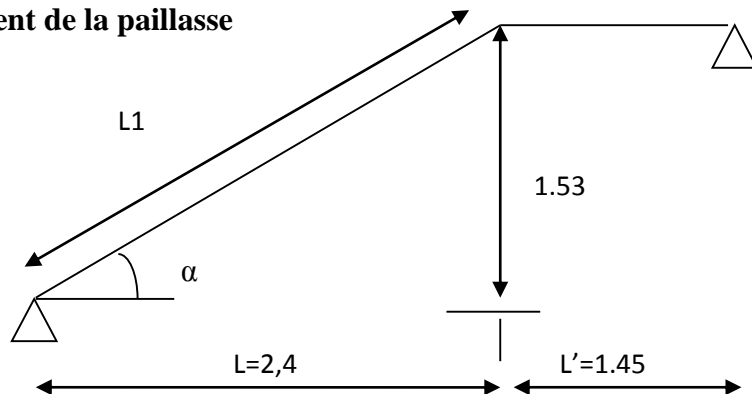


Fig 3.4.2-Schéma statique de l'escalier.

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$ avec L_0 : longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier.

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375 \quad \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$\cos \alpha = L/L_1 \quad \longrightarrow L_1 = L/\cos \alpha = 240/\cos 32.52 = 284.63 \text{ cm.}$$

$$L_0 = L_1 + l' = 284.63 + 145 = 429.63 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

L_0 : longueur réelle de la paillasse.

$$429.63/30 \leq e_p \leq 429.63/20 \quad \longrightarrow 14,32 \leq e_p \leq 21,48$$

on opte pour $e_p = 15\text{cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_p = 15\text{cm}$

b)-Évaluation des charges et des surcharges

◆ Palier

Poids palier : $\rho \times \text{épaisseur} = 25 \times 0.15 = 3,75\text{kN/m}^2$

Élément	Epaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Dalle pleine	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		4,75
surcharge		2,5

Tab 3.4.1-Évaluation des charges et des surcharges du palier.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_1 \times 1\text{m} = 4,75 \times 1 \text{ m} = 4,75 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1\text{m} = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml}$

$$\text{ELU : } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 2,5) = 10,16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{s1} = G_1 + Q_{\text{escalier}} = 4,75 + 2,5 = 7,25 \text{ kN/ml}$$

◆ Volée

$$\text{Poids marche : } \rho \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids paillasse : } \rho \times \frac{\text{épaisseur}}{\cos 32,52} = 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,52} = 4,45 \text{ kN/m}^2$$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Marche	0,17	2,13
Paillasse	0,15	4,45
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		7,58
surcharge		2,5

Tab 3.4.2- Évaluation des charges et des surcharges de la volée.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_2 \times 1\text{ m} = 7,58 \times 1\text{ m} = 7,58\text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1\text{ m} = 2,5 \times 1\text{ m} = 2,5\text{ kN/ml}$

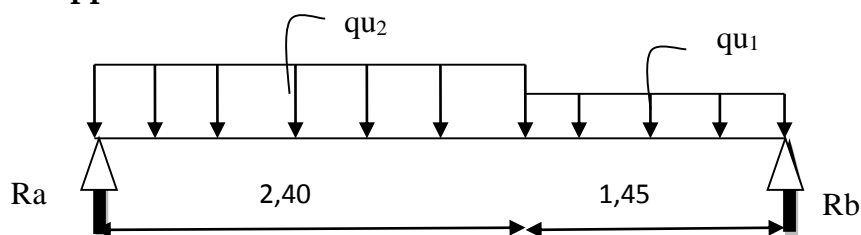
ELU : $qu_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q = (1,35 \times 7,58) + (1,5 \times 2,5) = 13,99\text{ kN/ml}$

ELS : $qs_2 = G_2 + Q_{\text{escalier}} = 7,58 + 2,5 = 10,08\text{ kN/ml}$

c)-Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes.

❖ Calcul à l'ELU :

- Les réactions d'appuis



$R_a = 25,88\text{ kN}$; $R_b = 22,42\text{ kN}$

-Détermination des efforts internes.**Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****Tronçon N°1 :** $0 \leq x \leq 2,4$ m

$$T_y = -13,99x + 25,88$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 25,88 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 2,4 \quad T_y = -7,69 \text{ kN}$$

$$M_z = -13,99 \frac{x^2}{2} + 25,88x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 2,4 \quad M_z = 21,82 \text{ kN.m}$$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -13,99x + 25,88 = 0 \rightarrow x = 1,85 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,85$ m

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -13,99 \frac{1,85^2}{2} + 25,88(1,85)$$

$$M_z^{\max} = 23,93 \text{ kN.m}$$

Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,45$ m

$$T_y = 10,16x - 22,42$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = -22,42 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \quad T_y = -7,69 \text{ kN}$$

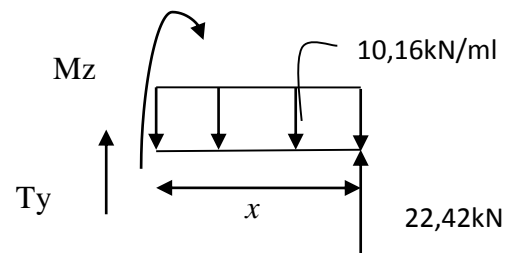
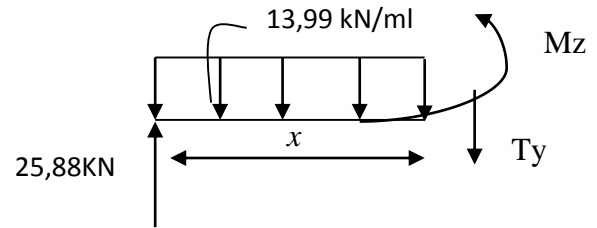
$$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 22,42x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \quad M_z = 21,82 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -7,18 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 20,34 \text{ kN.m}$



-Diagramme des efforts internes

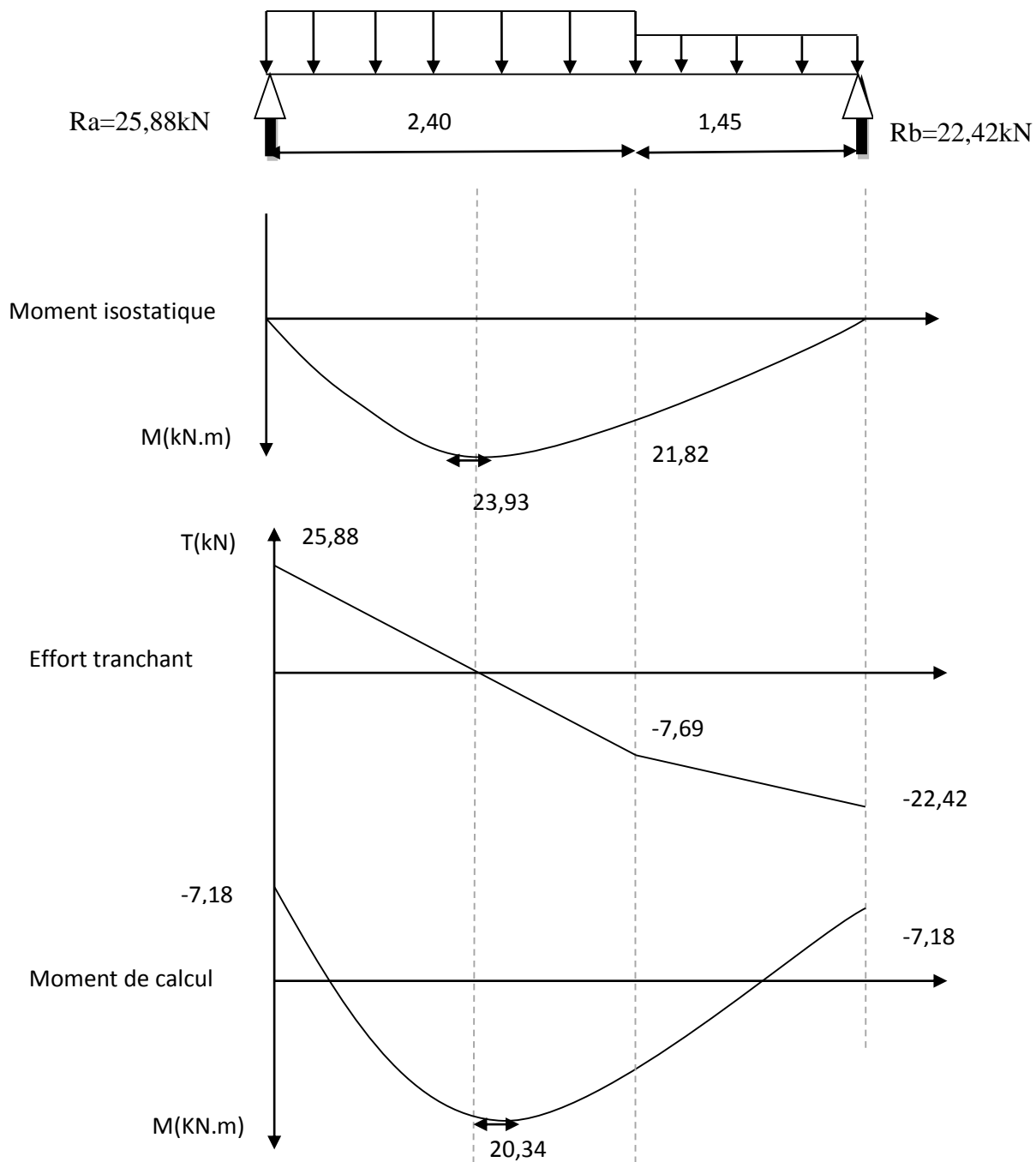
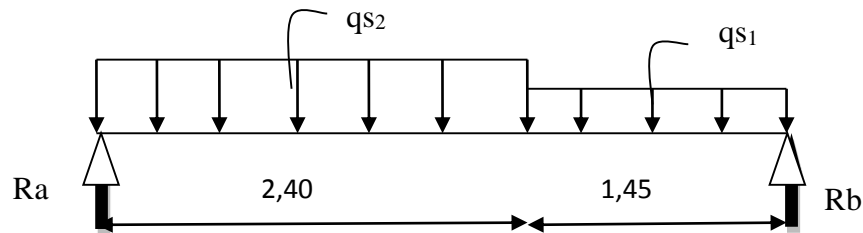


Fig 3.4.3- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

❖ Calcul à l'ELS :

-Calcul des réactions d'appuis

$$R_a = 18,63 \text{ kN} \quad ; \quad R_b = 16,07 \text{ kN}$$

-Détermination des efforts internes.**Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$**

$$T_y = -10,08 x + 18,63$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 18,63 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 2,4 \quad T_y = -5,56 \text{ kN}$$

$$M_z = -10,08 \frac{x^2}{2} + 18,63 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

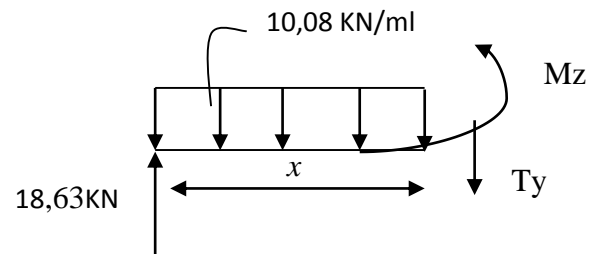
$$\text{Pour } x = 2,4 \quad M_z = 15,68 \text{ kN.m}$$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad T_y = -10,08 x + 18,63 = 0 \quad x = 1,85 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,85 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -10,08 \frac{1,85^2}{2} + 18,63 (1,85)$$

$$M_z^{\max} = 17,21 \text{ kN.m}$$

**Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$**

$$T_y = 7,25 x - 16,07$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = -16,07 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \quad T_y = -5,56 \text{ kN}$$

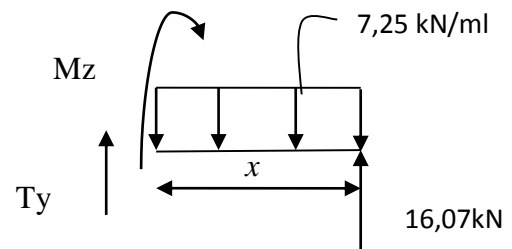
$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 16,07 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \quad M_z = 15,68 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0,3 M_z^{\max} = -5,16 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_s^t = 0,85 M_z^{\max} = 14,63 \text{ kN.m}$



-Diagramme des efforts internes

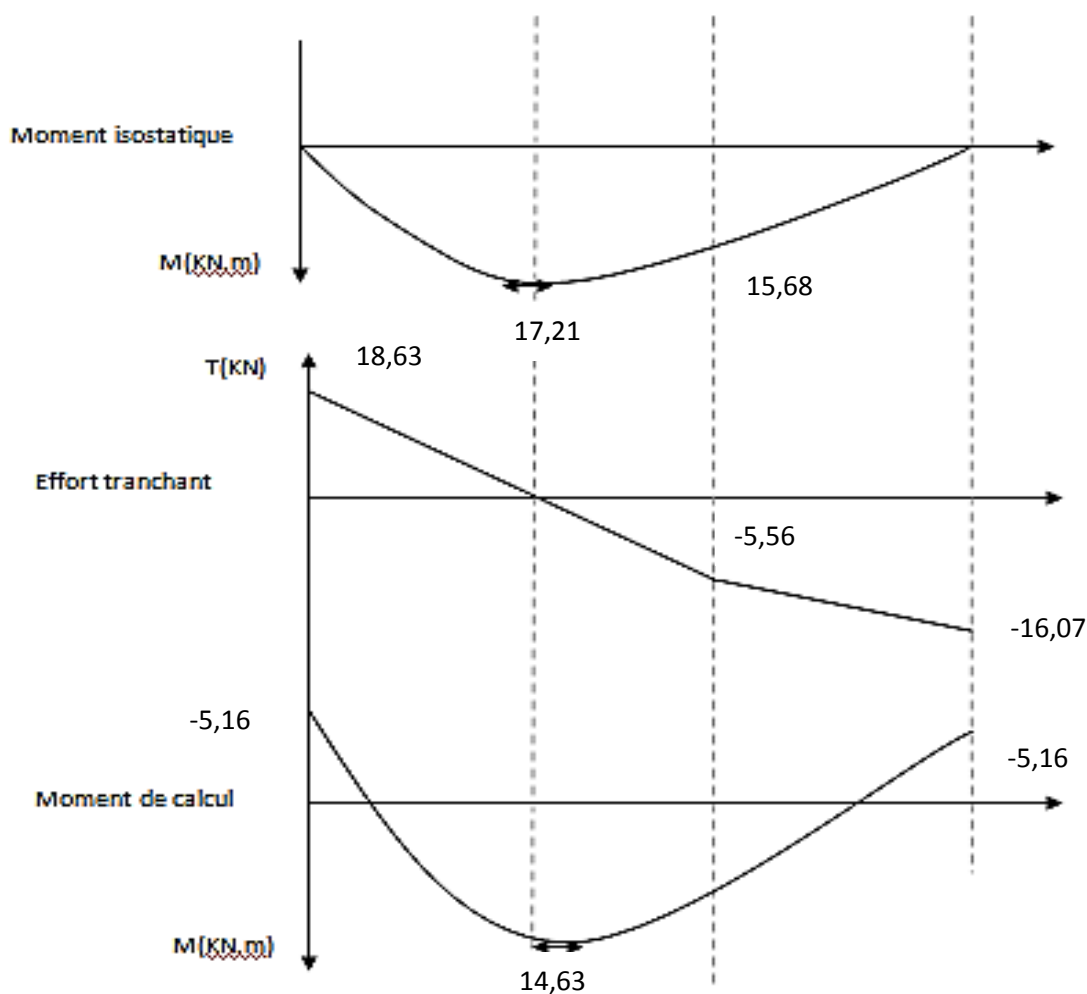


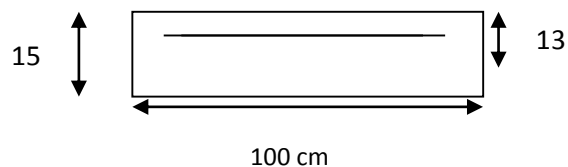
Fig3.4 .4-Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

d)-Calcul du ferrailage à l'ELU:

❖ Aux appuis :

$M_u^a = 7,18 \text{ kN.m}$

• Armature principales :



$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,18 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,030 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,030$: $\beta = 0,985$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta X_d \times f_e / \gamma_s} = \frac{7,18 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 /ml = 3,93 cm²** ; avec un espacement de $St = 20\text{cm}$.

• Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA10 /ml = 3,93 cm²**; avec un espacement de St =20cm.

- ❖ **En travée** : $M_u^t = 20,34 \text{ kN.m}$
- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,34 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,084 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,084 \quad ; \quad \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{20,34 \times 10^5}{0,956 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA12 /ml = 5,65 cm²**; avec un espacement de St =20cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 /ml = 3,93 cm²**; avec un espacement de St =20cm.

e)-Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]**

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

- Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée
- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- **Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]**

Armatures principales :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée
- Travée: $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

(BEAL91/Art a.5.1,313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$V_u = 25.88\text{KN} \leq \bar{V}_u = 780\text{KN} \rightarrow$ **condition vérifiée**

• **Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times ft28$

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

$\sum U_i = \emptyset n \pi = 3.14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{25,88 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188,4} = 1,17 \text{ MPa}$

On a : $\tau_{se} = 1,17 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 ft28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm}$

La longueur d’ancrage d’après l’article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 42,33 = 17 \text{ cm.}$

• **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]**

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

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25,88 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,2 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

f)-Vérification à l’ELS

1. Etat limite d’ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n’est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}$, $K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$

• **Aux appuis :**

• Calcul de β_1

• Calcul de β_1 avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$

• $\rho = 0.302 \rightarrow \beta_1 = 0.914 \rightarrow K_1 = 43.14 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.023$

• $\sigma_{st} = \frac{(5.16) \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.93} = 110.50 \text{ MPa}$

• $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.023 \times 110.50 = 2.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \implies \beta_1 = 0,900 \implies K_1 = 35,00 \implies 1/K_1 = 0,028$$

$$M_t = 14,63 \text{ kN.m} \implies \sigma_{st} = \frac{14,63 \times 10^6}{0,900 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 221,31 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 221,31 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,028 \times 221,31 = 6,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. État limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{385} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5 q s l^4}{384 E_v I_f v} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{s1} ; q_{s2}) = 10,97 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différé} \implies E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A t + (v_2 - c)^2 ; \quad V_1 = S_{xx} / B_0 ; \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

- S_{xx} : Moment statique, tel que: $S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A t d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$
- B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15 A t = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$

$$D'où : \begin{cases} V_1 = 12351,75 / 1584,75 = 7,79 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm} \\ I = \frac{100}{3} (7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,65 + (7,21 - 2)^2 = 28363,044 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,08 \times 385^4}{10818,87 \times 10^3 \times 28363,044} = 0,09 \text{ cm} < 0,77 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4.1/ MODELISATION

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limitesBAEL91modifiée99.

4.1.1 : Description du logiciel *ETABS* :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes Propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) 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 travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.4.

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 : charge uniformément repartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteaux

Beam : poutres

4.1.2 : Etapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7 niveaux (RDC+5 étages + 1 sous-sols) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers...).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4.1.2.1: Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



A) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Définition des caractéristiques géométriques des structures (Building plan Grid and Story Data Definition)

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire

Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in X direction

Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Y direction

Le nombre d'étage → Number of stories ;

La hauteur d'étage courant → typical story hight ;

La hauteur d'étage en bas → bottom story hight.

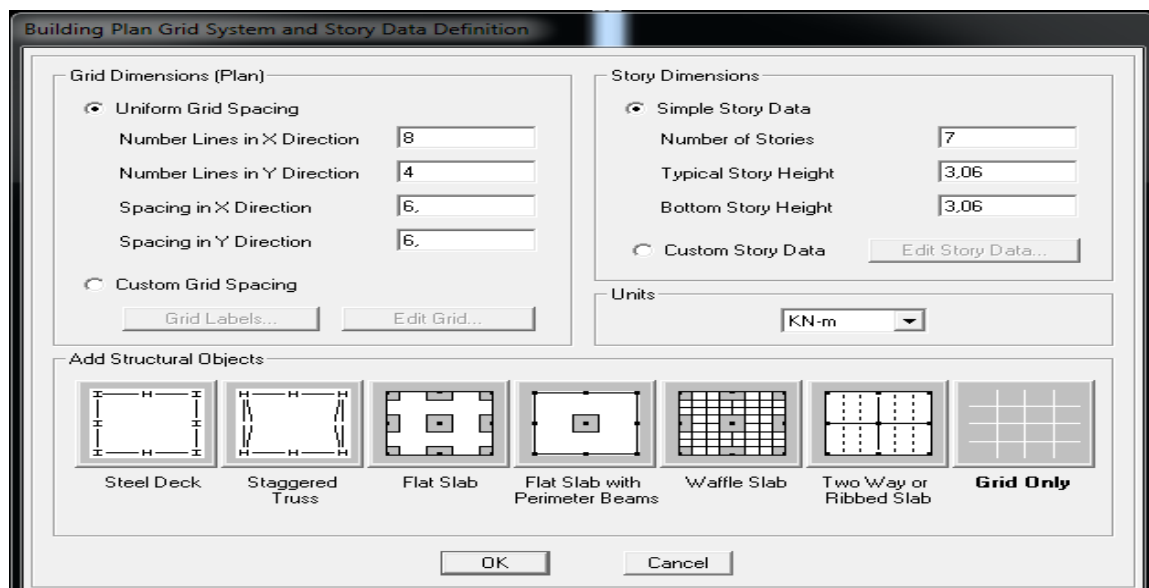


Fig 4.1.1: introduction des éléments de structure.

4.1.2.2: Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur  **Define Material property** ou bien

On sélectionne le matériau  **CONC.**

Modify /Show Material,  et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

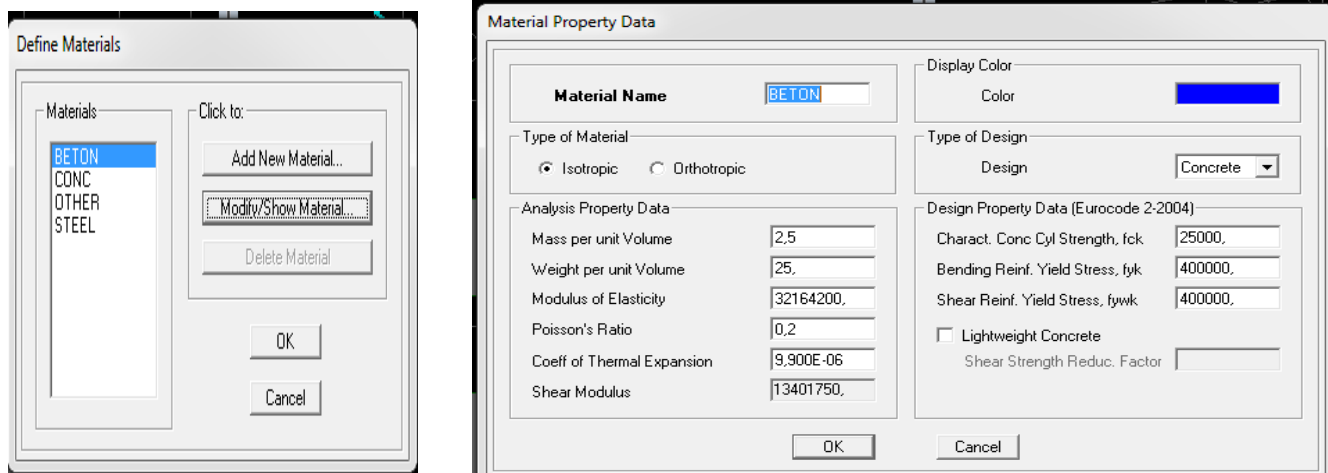


Fig 4.1.2 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Leurs propriétés pour le calcul sont:


- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164195 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25\,000 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- Nuances des aciers FeE400 : $400\,000 \text{ KN} / \text{m}^2$.

4.1.2.3 : Troisième étape :


La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

•Définition des différents éléments:

A. Les éléments barres:

poteaux et poutres : Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

B. Les éléments plaques :

Voiles, plancher et dalles pleines: On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

on clique sur **Add new wall/slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur

➤ **Poutres :**

➤ Poutres principales (30 x 40)

➤ Poutres secondaires (30x35)

➤ **Poteaux :**

• (40X45) cm² pour le SOUS/SOL et RDC

• (35x40) cm² pour le 1^{ème} étage. 2^{ème}, le 3^{ème}

• (30x35) cm² pour le et le 4^{ème} étage 5^{ème}

➤ **Les Voiles :**

Pour les Voiles l'épaisseur est de 20 cm.

➤ **Les planchers :**

➤ **Dalle pleine** : épaisseur de 15 cm.

➤ **Plancher à Corps creux** : on utilisera des sections en T pour la modélisation des Poutrelles. Avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise).

4.1.2.4 : Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (**G et Q**):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**. 

Charges permanentes :

Type : DEAD (permanente)

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation

Type : LIVE (exploitation).

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

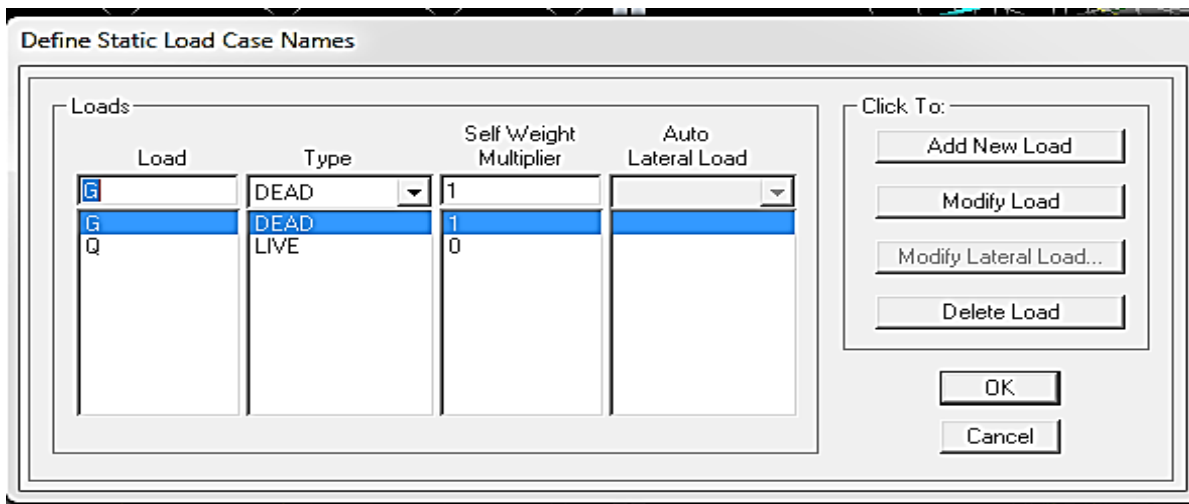



Fig4.1.3 : définition des charges G et Q.

Chargement des poutres :

Pour affectation des charges :

On sélectionne chaque poutres et en clique sur l'icône  ou bien

→ **Aissing** → **Frame line /load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

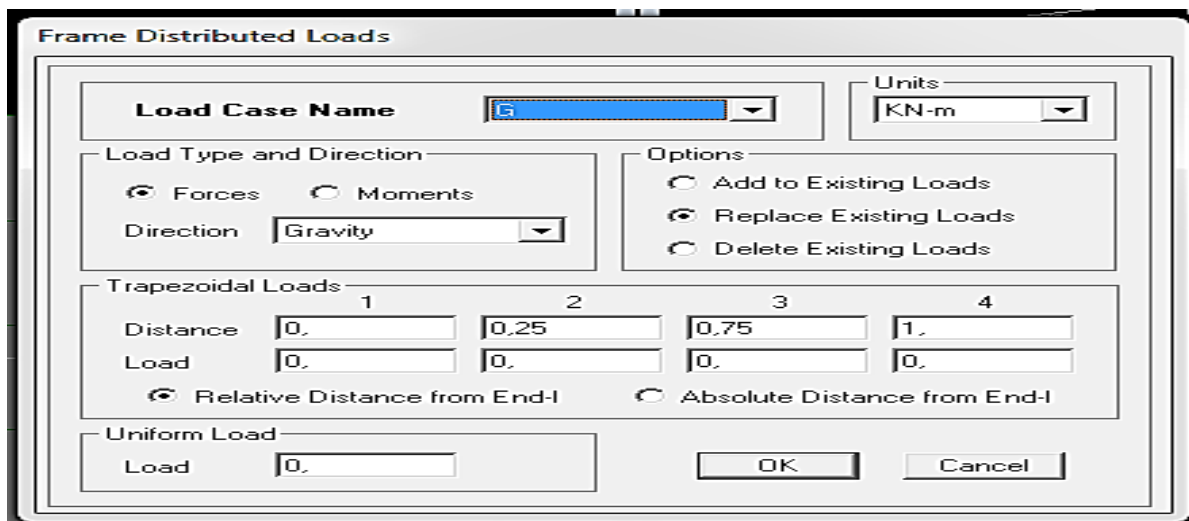


Fig 4.1.4: distribution des charges et surcharges

4.1.2.5 : Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

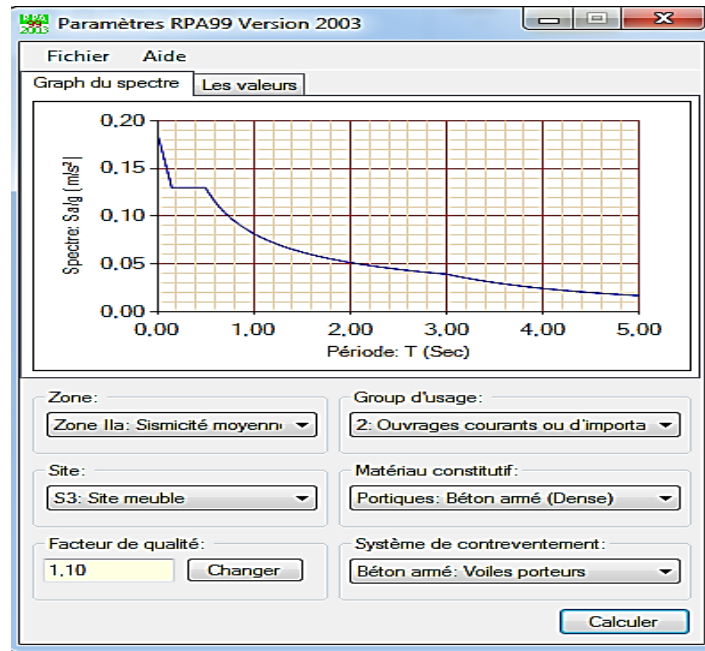


Fig 4.1.5: Spectre de réponse du RPA.

4.1.2.6 : Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur : **Define** → **Loadcombinations** ou bien cliquer sur l'icône 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add New Combo**, on aura à introduire les

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

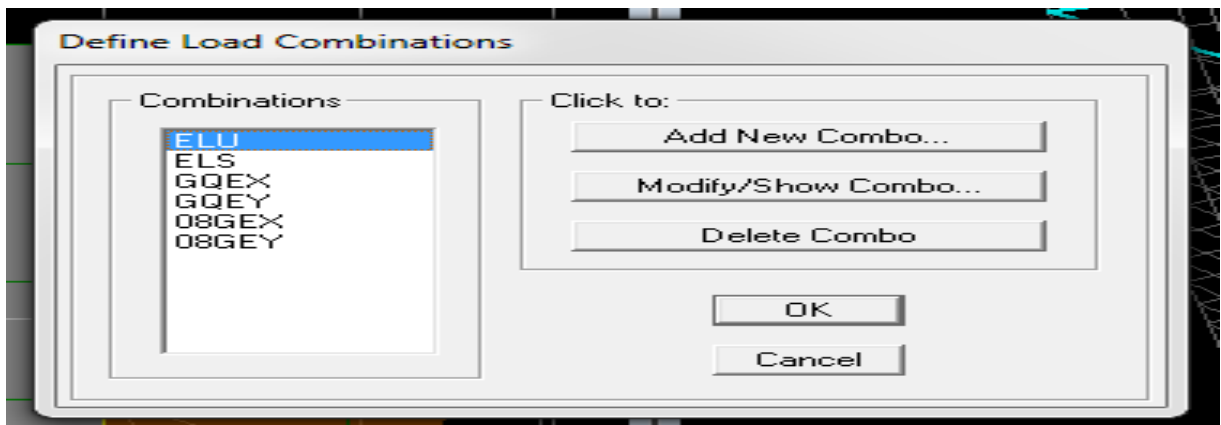


Fig 4.1.6 : introduction des combinaisons


4.1.2.7 : Septième étape : Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale

$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre:

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

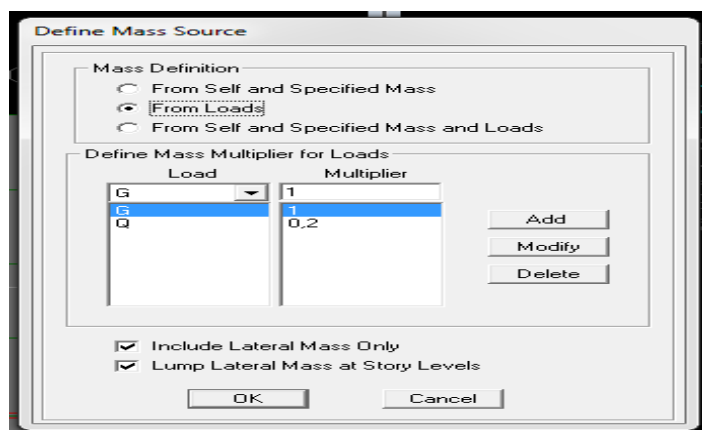


Fig 4.1.7 : Introduction de la masse source.

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.
 - Diaphragme : Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit Relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci à pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (Mass –Source).

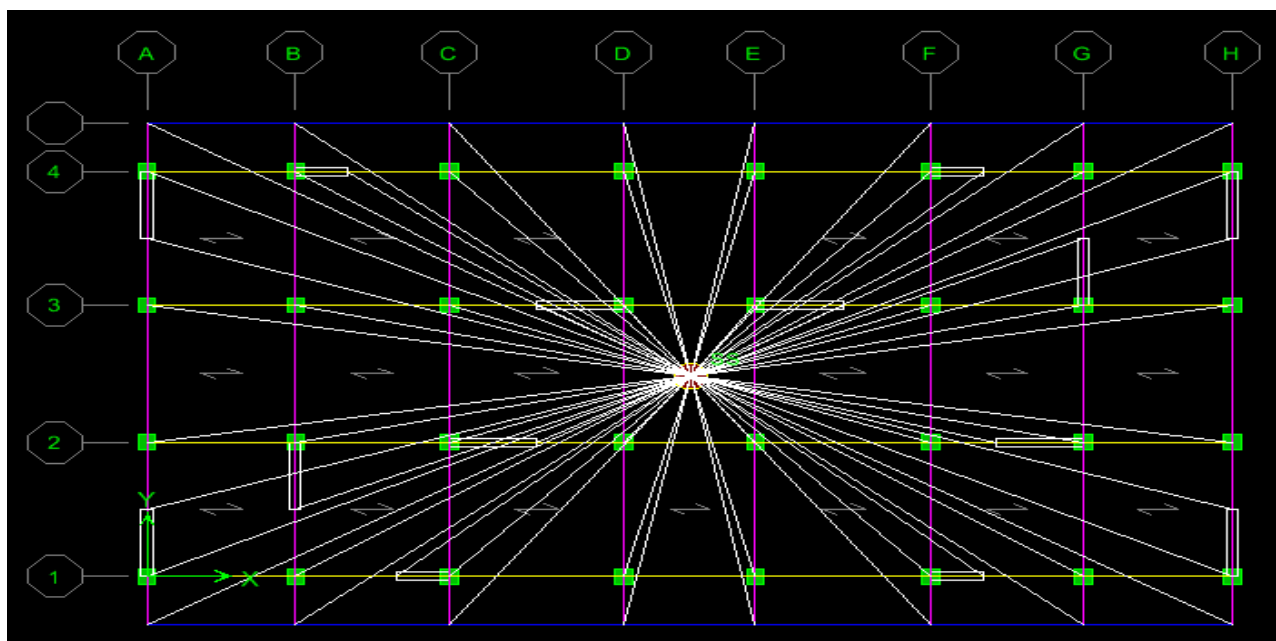


Fig 4.1.8 introduction du diaphragme

4.1.2.8 : Huitième étape :

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

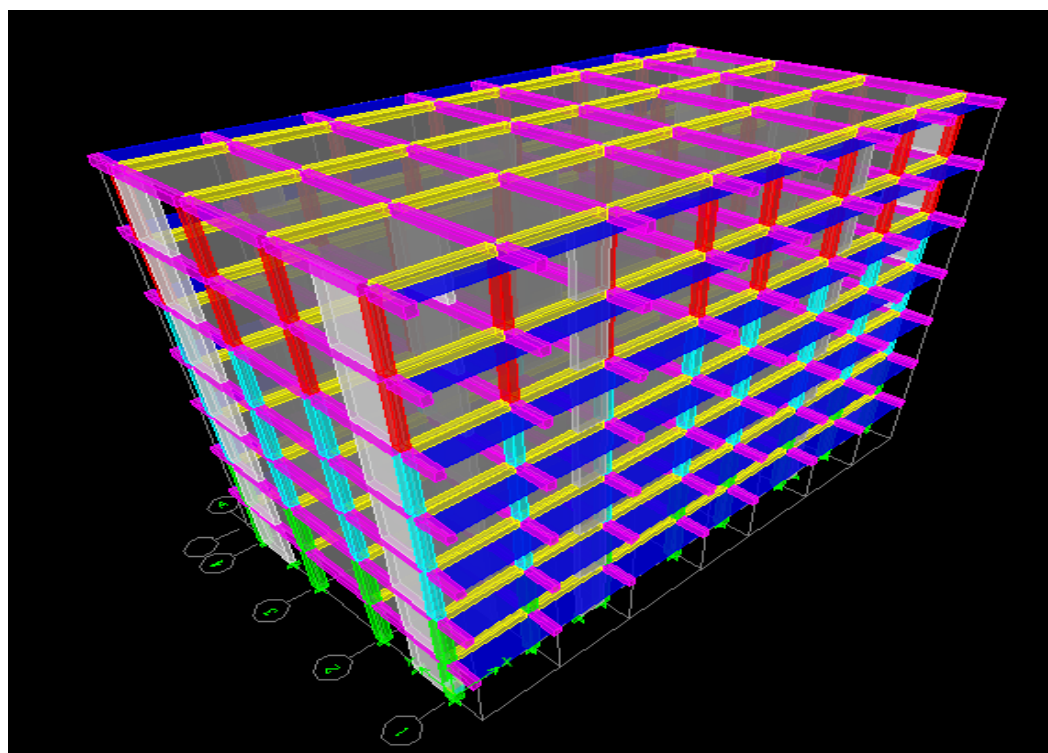


Fig 4.1.9 : modèle a considéré pour la modélisation de la structure.

Conclusion :

Après modélisation on n'a des modification sur les section des poteaux et des poutres

- D'où les sections des poteaux adoptées sont :
 - Le SS ET RDC on a des poteaux de (40x45)
 - ETAGE 1 2 3 on a des poteaux de (35x40)
 - ETAGE 4 5 on a des poteaux de (30x35)
 - sections des poteaux
 - Poutres principales (30x40)
 - Poutres secondaires (30x35)

4.1.3 : Choix de la méthode de calcul.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

4.1.3.1 : Méthode de calcul : On distingue deux cas:

❖ **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

❖ **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales

(E) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m. Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise la méthode statique équivalente.

❖ **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2 Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation, dont la hauteur $H = 21,42 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou 4 :

4.2 /Vérifications selon les exigences du RPA :

4.2.1 Vérification de la période empirique T

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculé par des Méthodes analytiques ou numériques (ART 4.24RPA99/version2003)

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau n dans notre cas $h_n = 21,76 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas $C_T = 0,05$.

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 21,76^{3/4} = 0,503 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules Empiriques appropriées de plus de 30%.

Avec : $1,3 T_{\text{empirique}} = 0,730 \text{ s} < T_{\text{analytique}} = 0,945 \text{ s}$

Donc : $T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,73 \text{ s}$

$T = 0,503 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,713 \text{ s} < T_{\text{majorée}} = 0,654 \text{ s}$ La période est vérifiée.

4.2.2 : Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à

90% de la masse totale de la structure.

(Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,628006	71,6347	1,097	0,0603	71,6347	1,097	0,0603
2	0,614789	1,1256	70,6947	0,0002	72,7603	71,7917	0,0605
3	0,497811	0,0674	0,0002	71,1717	72,8277	71,7919	71,2322
4	0,170908	14,8988	0,0001	0,0086	87,7266	71,7921	71,2409
5	0,162542	0,0007	15,9293	0	87,7272	87,7214	71,2409
6	0,128836	0,0045	0,0001	16,2812	87,7317	87,7215	87,5221
7	0,074691	6,0894	0,0009	0,0012	93,8211	87,7224	87,5233
8	0,069902	0,0008	6,2291	0	93,8219	93,9515	87,5234
9	0,05457	0,0008	0	6,3159	93,8227	93,9516	93,8392
10	0,04085	3,1669	0,0002	0,0005	96,9896	93,9518	93,8397
11	0,038445	0,0002	3,2087	0	96,9898	97,1606	93,8397
12	0,029771	0,0004	0	3,2494	96,9902	97,1606	97,0891

Tableau 4.2.1 : Pourcentage de la participation de la masse modale

- Les 1ere et 2eme mode sont des modes de translation.
- Le 3eme mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 12 premiers modes que la masse atteigne les 90% (Art 4.3.4 selon RPA.99).
Donc la condition du RPA est vérifiée.

4.2.3 Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- **Voiles et portiques Ex :**

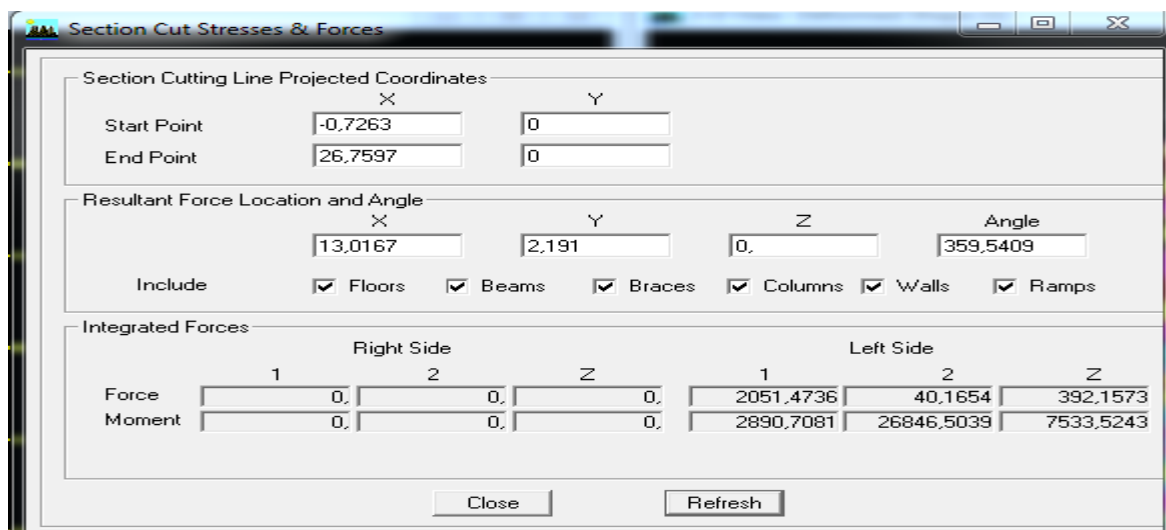


Figure 4.2.1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Voile uniquement :

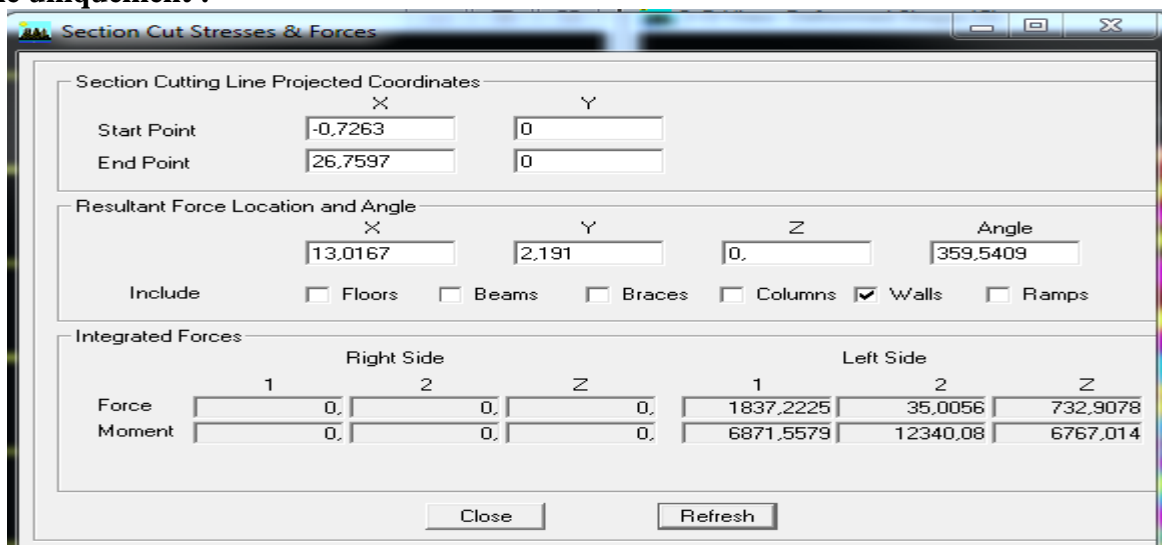


Figure 4.2.2 : Charges horizontales reprises par les voiles EX

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	2051,47	1837,22	89,55	10,45

Forces horizontales Ey :

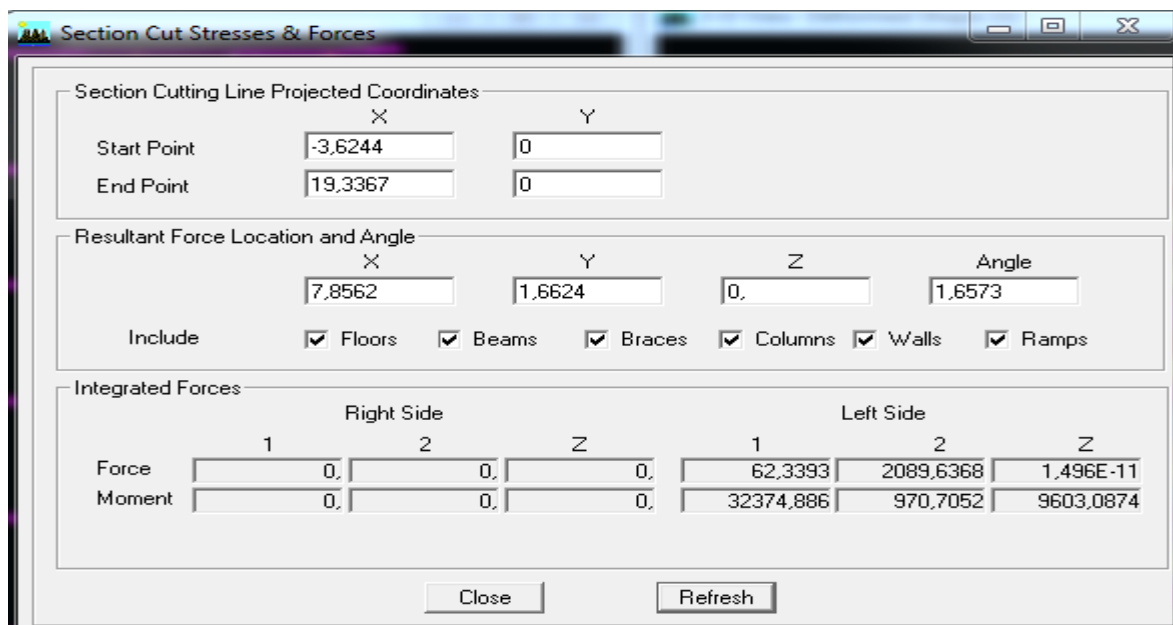


Figure 4.2.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

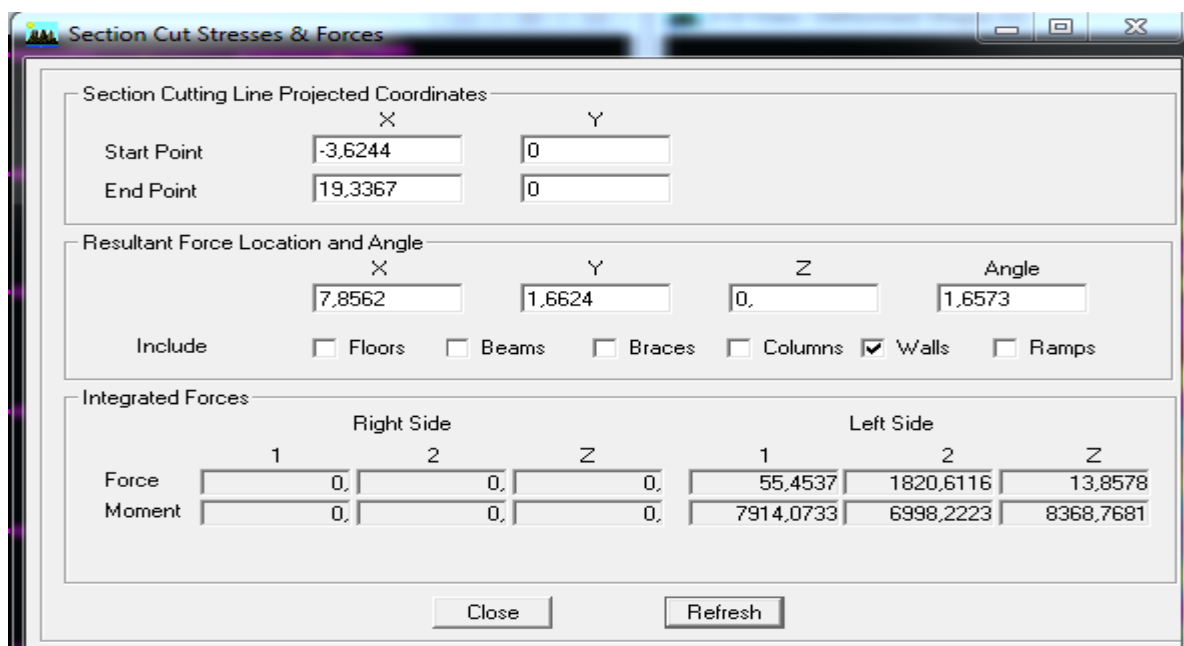


Figure 4.2.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	2089,63	1820,61	87,12	12,88

1. Forces verticales ELU :

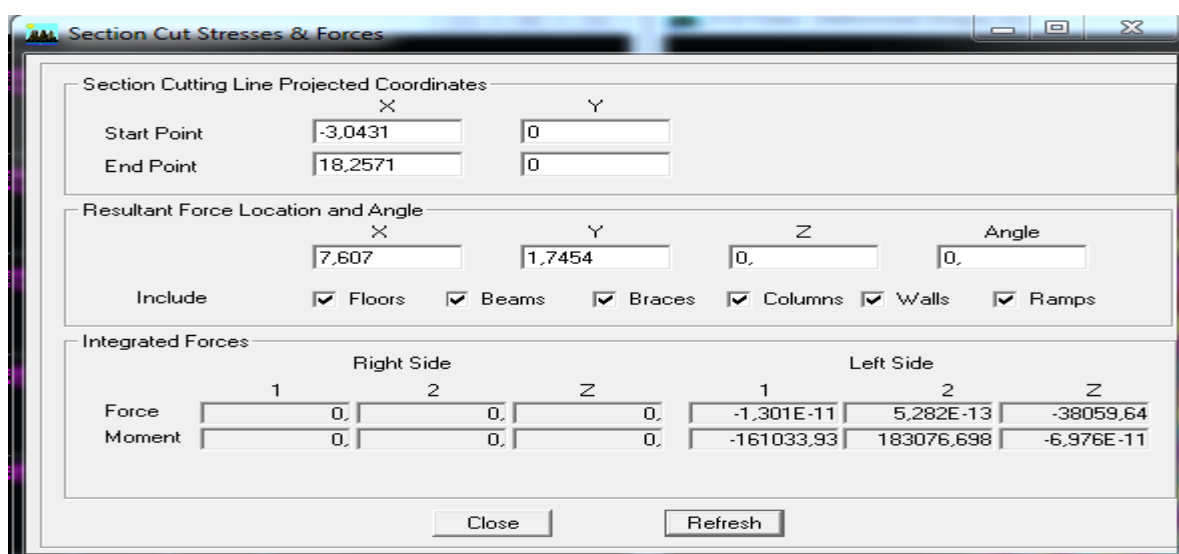


Figure 4.2.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

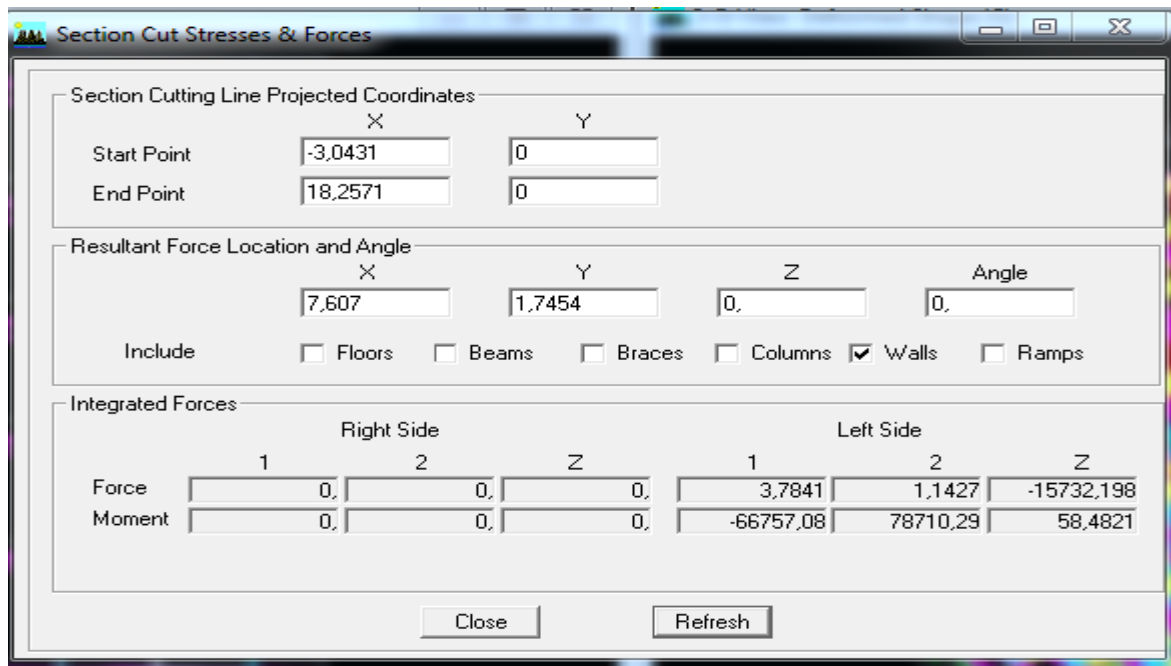


Figure 4.2.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	38059,64	15732,198	41,33	58,67

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris R=3.5 d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Vérification de l’effort tranchant à la base.

A): Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente (Art.4.1 RPA 99/V2003):

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

- **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1) \implies **A = 0,15**

Zone sismique : **IIa**

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du Système de contreventement .Pour le cas de notre bâtiment, on a

R=3,5 : portique contreventé par des voiles

- **Calcul du poids total de la structure Wt :**

Poids total de la structure, donné par ETABS est : $W = 24967,85$ KN.

- **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T : période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

La nature du sol : Site 3 \rightarrow **T₂ = 0,5** [s] (Site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ζ (%):pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, Donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\xi = 10$ % $\rightarrow \eta = 0,763$

$T_2 < T_{ETABS} < 3,0$ [sec] Alors $\rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$

D = 2,5 x 0,763 (0,5/0,628)^{2/3} = 1,63

- ❖ **Facteur de qualité** : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
Q	1,10

Tableau 4.2.2 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 99/V2003) suivant la zone sismique et le Groupe d'usage du bâtiment.

Pour notre cas : $A=0,15$ (zone IIa , groupe 2).

On aura ainsi la force sismique à la base :

Sens longitudinal x-x:

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = \frac{0,15 \times 1,63 \times 1,1}{3,5} \times 24967,85 = 1918,60 \text{ KN.}$$

Sens transversal y-y:

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = \frac{0,15 \times 1,63 \times 1,1}{3,5} \times 24967,85 = 1918,60 \text{ KN.}$$

4.2.4: Vérification de l'effort sismique dynamique Vd :(ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces Sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$.
Si $V_{etabs} \leq 0,8 V_{st}$.Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$
Suivant X	1918,60	1534,88	2072,59	CV
Suivant Y	1918,60	1534,88	2090,23	CV

Tableau 4.2.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Caractéristiques géométriques de la Structure :

- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :
- Excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces Horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	Obs	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly	Obs
SS	SS	12,424	12,401	0,023	1,265	C.V	5,973	6,064	-0,091	0,75	C.V
RDC	RDC	12,423	12,399	0,024	1,265	C.V	5,97	6,077	-0,107	0,75	C.V
1	1	12,423	12,4	0,023	1,265	C.V	5,969	6,094	-0,125	0,75	C.V
2	2	12,423	12,402	0,021	1,265	C.V	5,969	6,115	-0,146	0,75	C.V
3	3	12,424	12,404	0,02	1,265	C.V	5,968	6,138	-0,17	0,75	C.V
4	4	12,424	12,408	0,016	1,265	C.V	5,968	6,163	-0,195	0,75	C.V
5	5	12,413	12,413	0	1,265	C.V	6,05	6,187	-0,137	0,75	C.V

Tableau 4.2.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

4.2.5: Vérification des déplacements:

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h$$

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	1% h_e	Observation
5	0,0155	0,0021	0,0153	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
4	0,0134	0,0024	0,013	0,0025	306	3,06	Condition vérifiée
3	0,011	0,0026	0,0105	0,0026	306	3,06	Condition vérifiée
2	0,0084	0,0028	0,0079	0,0026	306	3,06	Condition vérifiée
1	0,0056	0,0025	0,0053	0,0025	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,0031	0,0021	0,0028	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
SS	0,001	0,001	0,0009	0,0009	340	3,4	Condition vérifiée

Tableau 4.2.5 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{H}{500} = \frac{21,76}{500} = 0,043 \text{ m}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

Sens longitudinal x-x

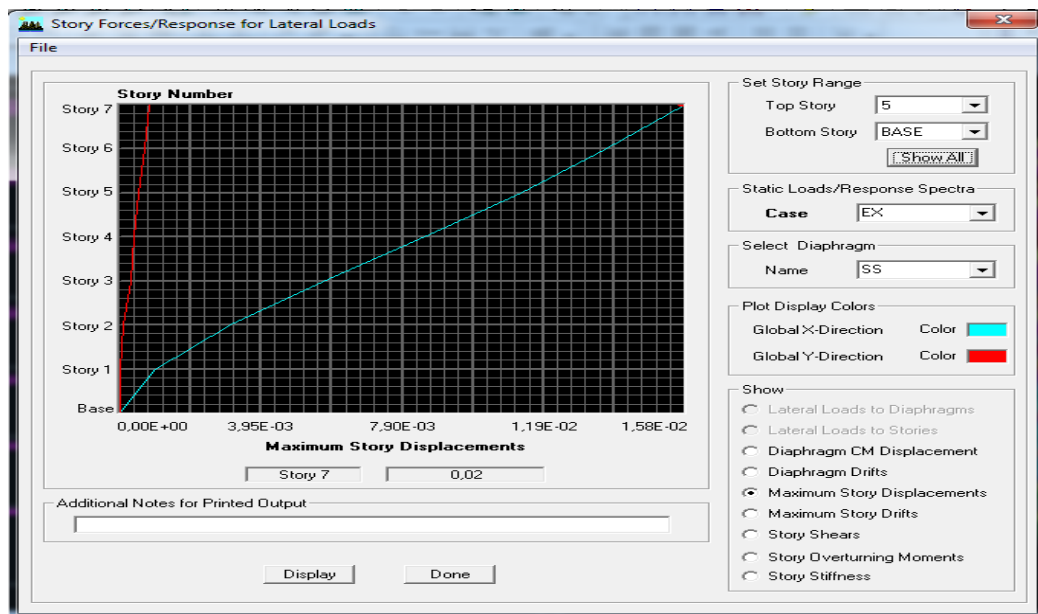


Figure 4.2.7 : Déplacement maximal dans le sens longitudinal.

$\delta_{max} = 0,020 \text{ m} < 0,043$ condition vérifier

Sens transversal y-y :

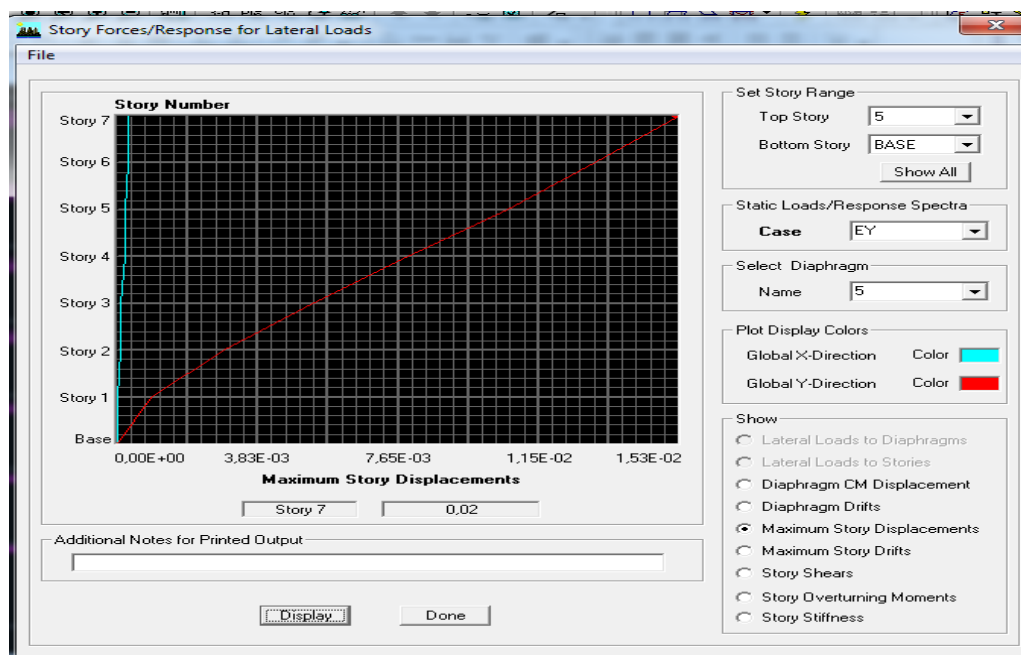


Figure 4.2.8 : Déplacement maximal dans le sens transversal.

$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} < 0,043$ condition vérifier

4.2.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

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

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

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

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

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

h_k: hauteur d'étage «k».

Si $\theta_k \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

caractéristiques des niveaux			sens x-x			Observation	sens y-y			Observation
NIVEAU	P _k (KN)	h _k	Δk	V _k	θ _x		Δk	V _k	θ _y	
5	3599,34	3,06	0,0021	577,35	0,0043	Condition vérifiée	0,0023	592,94	0,0046	Condition vérifiée
4	7039,77	3,06	0,0024	1013,12	0,0054	Condition vérifiée	0,0025	1034,38	0,0056	Condition vérifiée
3	10565,89	3,06	0,0026	1369,37	0,0066	Condition vérifiée	0,0026	1390,56	0,0065	Condition vérifiée
2	14092,01	3,06	0,0028	1651,87	0,0078	Condition vérifiée	0,0026	1670,98	0,0072	Condition vérifiée
1	17618,12	3,06	0,0025	1862,13	0,0077	Condition vérifiée	0,0025	1879,25	0,0077	Condition vérifiée
RDC	21242,16	3,06	0,0021	2002,48	0,0073	Condition vérifiée	0,0019	2018,89	0,0065	Condition vérifiée
SS	24967,85	3,4	0,001	2072,59	0,0035	Condition vérifiée	0,0009	2090,23	0,0032	Condition vérifiée

Tableau 4.2.6. récapitulatif de l'effet P-Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5 Q$à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q\pm E$RPA99V2003
- $0,8G \pm E$RPA99V2003

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	21,73	400	400

Tab 5.1-Caractéristiques mécaniques des matériaux.

5.1- Recommandations de l'RPA :**❖ Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

a) La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

c) Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$) on (zone IIa).

$$\text{Poteau : (40x45) : } A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = 14,4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 40) : } A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x35) : } A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 35 = 8,4 \text{ cm}^2.$$

d) Le pourcentage maximum est :

4 % (zone courante) ;

$$\text{Poteau : (40x 45) : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 40) : } A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x35) : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2.$$

6 % (zone de recouvrement) :

$$\text{Poteau : (40x 45) : } A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 108 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 40) : } A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x35) : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2.$$

e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{h}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

✓ Dans la zone nodale (IIa): $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$

✓ Dans la zone courante (IIa): $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$A_{min} = 0,3\%$ si $\lambda_g \geq 5$

$A_{min} = 0,8\%$ si $\lambda_g \leq 3$

si $3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

□□□□ cheminées $\square 12\text{cm}$ □□ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

□□ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \square t$ min.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

➤ **Étapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad ; \quad Nu(d - c') - M_f \leq (0,33h - 0,81c) bh^2 f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

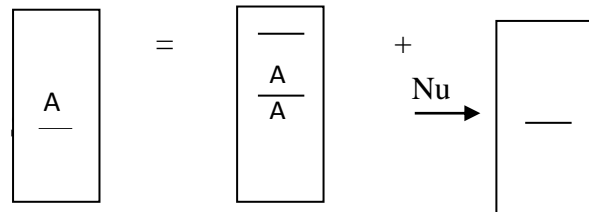


Fig 5.1-Section d'un poteau à SPC.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

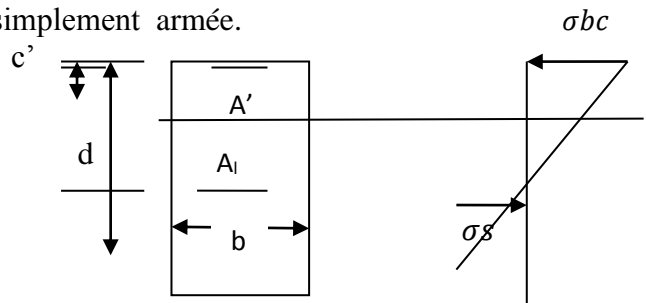


Fig 5.2-Diagramme des contraintes

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

Et on calcule : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s' = A_s' ; A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

- Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$Nu(d - c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

-si : $(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bu} < Nu(d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100\psi bh f_{bu}}{100\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

-si : $Nu(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - B f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{Nu} = 0$ (excentricité nulle □ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{Nu - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

Zone I : sous-sol et RDC Section (40 x 45).

Zone II : du 1er au 3^{ème} étage. Section (35 x 40).

Zone III : 4^{ème} et 5^{ème} étage Section (30 x 35).

5.2-Calcul à l'ELU et au Séisme :

Poteau 40 x 45

$Nu = 1180,68$ et $M_u = -0,662 \text{ KN.m}$

$e_u = \frac{M_u}{Nu} = 0,00056 < (\frac{h}{2} - c) = 0,195 \dots \dots \dots \text{ SEC}$

Vérification de la 1er condition :

$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < Nu(d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$

$M_f = M_u + Nu (\frac{h}{2} - c) = 230,1 \text{ KN.m}$

$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_s} = \frac{230,1 - (0,42 - 0,225) \times 0,4 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3}{(0,42 - 0,03) 348 \times 10^3} = -1977 \text{ mm}^2 = -0,19 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N - B f_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1180 \times 10^3 - (400 \times 450) \times 14,2}{348} - (-5100) = -2300 \text{ mm}^2 = 0,23 \text{ cm}^2$

b- Exemple de calcul avec Socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

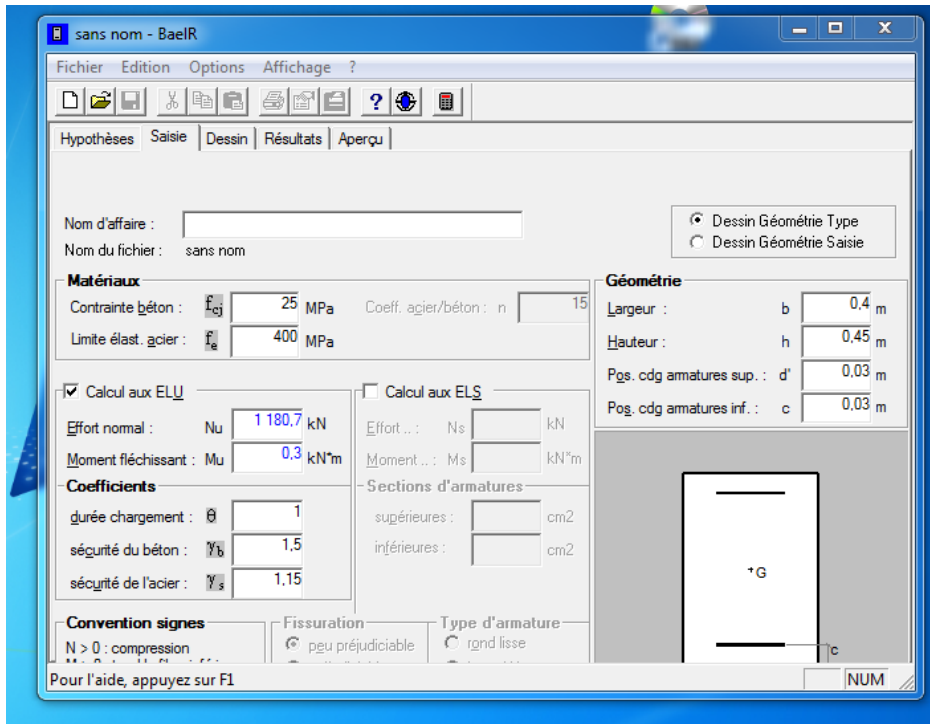


Fig.5.3-caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats

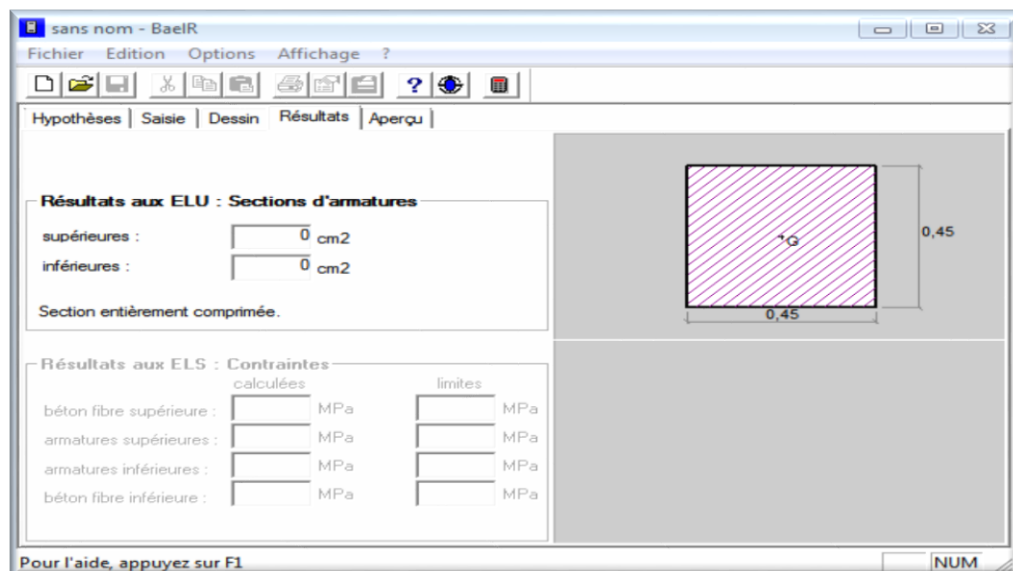


Fig.5.4-Affichage des résultats

Section	Sollicitation	Nu (KN)	Mu (KN.m)	e=Mu/Nu (m)	h/2-c (m)	OBS	As (cm2)	A's (cm2)
ZONE I	Nmax-Mcor	-1180,68	0,302	0,00025	0,195	SEC	0	0
			-0,662	0,00056	0,195	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	-201,36	-4,925	0,024	0,195	SEC	0	0
			-0,687	0,003	0,195	SPC	0	0
	Mmax-Ncor	-767,96	-20,436	0,027	0,195	SEC	0	0
			10,41	0,013	0,195	SEC	0	0
ZONE II	Nmax-Mcor	-882,29	3,302	0,004	0,17	SEC	0	0
			-1,358	0,0015	0,17	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	-91,64	-6,119	0,067	0,17	SEC	0	0
			-0,33	0,004	0,17	SEC	0	0
	Mmax-Ncor	-346,4	-22,932	0,066	0,17	SEC	0	0
			20,116	0,058	0,17	SPC	0	0
ZONE III	Nmax-Mcor	-323,56	-0,719	0,002	0,145	SEC	0	0
			3,14	0,01	0,145	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	-28,92	-6,376	0,22	0,145	SPC	0,11	0
			-0,025	0,001	0,145	SPC	0	0
	Mmax-Ncor	-113,6	-22,969	0,2	0,145	SEC	0,07	0
			19,394	0,17	0,145	SPC	0,38	0

Tab 5.2-Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures.
- As (min) correspondante recommandée par le règlement RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

	niveaux	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A adopté (Cm ²)	Coix des barres
zone I	Sous sol et RDC	0	0	14,4	16,09	8HA16
ZONE II	1er au 3eme étage	0	0	11,2	14,19	4HA16+4HA14
ZONE III	4eme et 5eme étage	0	0,38	8,4	9,05	8HA12

Tab 5.3-Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

5.3- Vérification à l'ELU :

- Longueur de recouvrement :

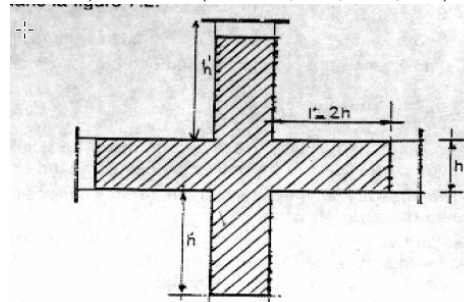
Zone I : $L_r = 40\phi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$
 Zone II : $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$
 Zone III : $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$

- Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).

au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max (266/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Avec :

b_1, h_1 : dimensions du poteau
 h_e : hauteur entre nu de poteau.



$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$

- Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ avec : $\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$; $F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA16 : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,33 \text{ cm}$

- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement".

D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales ϕt est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi t = \frac{1}{3} \phi l^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi t = 8 \text{ mm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

λg : L'élançement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda g = \frac{I_f}{h}$ ou $\lambda g = \frac{I_f}{b}$ telle que : $I_f = 0,70L_0$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

L_0 : longueur libre de poteau

Avec

$$L_0 = 2,66 \text{ m pour la zone 2et3}$$

- Espacement des armatures transversales:

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi l ; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots S_t = 10\text{cm}$$

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi l = 15 \times 1,2 = 18\text{cm} \dots\dots\dots S_t = 15\text{cm}$$

ϕl : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- Calcul l'élançement λg et A_t^{\min} .

Poteau (40 x45) :

$$\lambda g = \frac{I_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{40} = 4,65 \dots\dots 3 < \lambda g < 5 \text{ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

D'où $A_t^{\min} = 0,4125\% S_t \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,004125 \times 40 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,004125 \times 40 \times 15 = 2,475 \text{ cm}^2$

Poteau (35 x40) :

$$\lambda g = \frac{I_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{35} = 5,32 > 5$$

D'où $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2$

Poteau (30 x35) :

$$\lambda g = \frac{I_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{30} = 6,2 > 5$$

D'où $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9\text{cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$

D'où : Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres et d'un losange en HA8 pour tous les poteaux : soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi t \text{ min} = 8 \text{ cm}$.

Conclusion :

	niveaux	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armature transversales
zone I	Sous- sol et RDC	40x45	8HA16	4HA8
ZONE II	De 1er au 3 ^{ème} étage	35x40	4HA16+4HA14	
ZONE III	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	30x35	8HA12	

Tab 5.4-Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

Vérification au cisaillement : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Calcul de la contrainte admissible dans le béton :

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\lambda g = \frac{If}{b}$

Niv	V _u (KN)		b (cm)	h(cm)	λg	ρ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS
	V2	V3							
Zone I	134,58	32,76	40	45	4,65	0,04	0,909	1,00	CV
Zone II	164,72	141,92	35	40	5,32	0,075	1,471	1,875	CV
Zone III	91,55	90,24	30	35	6,21	0,075	1,130	1,875	CV

Tab 5.5-vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

5.4-Vérification à l'ELS :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e=Ms/Ns (m)	h/6 (m)	NATURE	A min (cm ²)	Aadp (cm ²)	OBS
ZONE I	Nmax-Mcor	-859,72	0,219	0,0002	0,067	SEC	5,61	16,09	CV
			-0,485	0,0005	0,067	SEC	5,61		CV
	Nmin-Mcor	-288,49	-7,414	0,02	0,067	SEC	5,62		CV
			-0,852	0,0029	0,067	SEC	5,61		CV
	Mmax-Ncor	-559,47	-14,463	0,02	0,067	SEC	5,62		CV
			7,585	0,013	0,067	SPC	5,61		CV
ZONE II	Nmax-Mcor	-598,83	2,373	0,003	0,058	SEC	3,84	14,19	CV
			-0,997	0,001	0,058	SEC	3,84		CV
	Nmin-Mcor	-180,33	-7,526	0,04	0,058	SEC	3,86		CV
			0,379	0,002	0,058	SEC	3,84		CV
	Mmax-Ncor	-344,4	-14,517	0,04	0,058	SEC	3,86		CV
			11,842	0,03	0,58	SEC	3,85		CV
ZONE III	Nmax-Mcor	-234,84	4,189	0,017	0,05	SEC	2,85	9,05	CV
			-1,004	0,004	0,05	SEC	2,85		CV
	Nmin-Mcor	-39,94	-9,274	0,23	0,05	SPC	2,91		CV
			0,09	0,002	0,05	SPC	2,85		CV
	Mmax-Ncor	-83,41	-16,295	0,19	0,05	SPC	2,90		CV
			14,119	0,16	0,05	SPC	2,89		CV

Tab 5.6-Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens.

D'après les résultats trouvés sur les tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée $A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$.

État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

-Vérification des contraintes :

Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \implies \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Remarque :

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

• **Méthode manuelle :**

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

Si : $e_s = \frac{Ms}{Ns} < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée (SEC)

- L'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 (As + A's)$

- La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = \frac{A's(0,5h-d') - As(d-0,5h)}{bh+15(As+A's)}$$

- L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + 15 [A's (0,5 h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G^2)^2]$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{Nser}{S} + \frac{Nser(es-XG)(\frac{h}{2}-XG)}{I} \quad \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{Nser}{S} - \frac{Nser(es-XG)(\frac{h}{2}+XG)}{I} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

Enfin : on vérifie :

$$\text{Max}(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$$

Si : $e_s = \frac{Ms}{Ns} \geq \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + lc$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

lc : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} lc = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times lc^2 - 6nA_u \frac{Lc-c'}{b} + 6nA_u \frac{d-Lc}{b} \\ q = -2 \times lc^3 - 6nA_u \frac{(Lc-c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d-Lc)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^2}{27}$$

$$\text{-si } \Delta \geq 0 : t = 0,5\sqrt{\Delta} - q ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{4p^2}{3u}$$

-si $\Delta \leq 0$ l'équation admet trois racines

$$Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad Y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad Y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = a \cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h$$

$$\text{Donc } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e=Ms/Ns (m)	h/6 (m)	NATURE	σ_{bc}		σ_{st}		$\sigma_{bc adm}$	$\sigma_{st adm}$	OBS
							sup	inf	sup	inf			
ZONE I	Nmax-Mcor	-859,72	0,219	-0,0002	0,075	SEC	3,78	3,76	56,6	56,4	15	348	CV
			-0,485	0,0005	0,075	SEC	3,74	3,79	56,2	56,8	15	348	CV
	Nmin-Mcor	288,49	-7,414	-0,02	0,075	SEC	0,92	1,61	14,5	23,4	15	348	CV
			-0,852	-0,0029	0,075	SEC	1,22	1,3	18,4	19,5	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-559,47	-14,463	0,02	0,075	SEC	1,78	3,12	28,1	45,4	15	348	CV
			7,585	-0,013	0,075	SPC	2,8	2,1	41,3	32,4	15	348	CV
ZONE II	Nmax-Mcor	-598,83	2,373	0,003	0,067	SEC	3,43	3,13	51,2	47,2	15	348	CV
			-0,997	0,001	0,067	SEC	3,22	3,34	48,4	50	15	348	CV
	Nmin-Mcor	-180,33	-7,526	0,04	0,067	SEC	0,5	1,47	8,62	21	15	348	CV
			-0,379	0,002	0,067	SEC	0,96	1,01	14,5	15,1	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-344,4	-14,517	0,04	0,067	SEC	2,82	0,95	40,2	16,13	15	348	CV
			11,842	-0,03	0,067	SEC	2,65	1,12	38	18,5	15	348	CV
ZONE III	Nmax-Mcor	-234,84	4,189	-0,017	0,058	SEC	2,22	1,33	32,2	21,1	15	348	CV
			-1,004	0,004	0,058	SEC	1,67	1,88	25,3	28	15	348	CV
	Nmin-Mcor	-39,94	-9,274	0,23	0,058	SPC	0	1,47	-17,7	18,4	15	348	CV
			0,09	0,002	0,058	SPC	0,31	0,29	4,65	4,41	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-83,41	-16,295	0,19	0,058	SPC	0	2,65	-26,1	33,5	15	348	CV
			14,119	-0,16	0,058	SPC	2,34	0	30	-18,7	15	348	CV

Tab 5.7-Vérification les contraintes dans les aciers et le béton.

❖ **Conclusions :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone II.

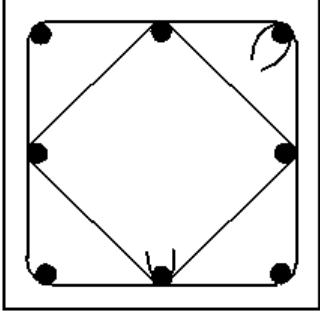
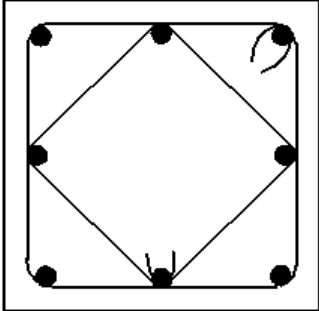
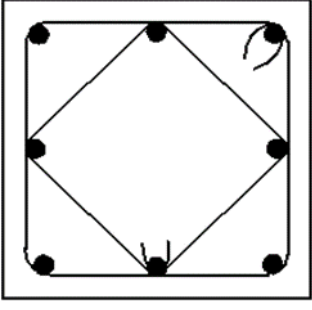
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
S-SOL + RDC	40x45	8H16	1 cadre et 1 losange (HA8)	
1+2+3	35X40	4HA16 + 4HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	
4+5	30x35	8HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau 5.8 : Ferrailage des poteaux.LL

Introduction

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5 Q$à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q\pm E$RPA99V2003
- $0,8G \pm E$RPA99V2003

6.1- Recommandations du RPA99 version 2003

- Armatures longitudinales

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

- Poutre principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par 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.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$ (zone IIa).

- Armatures transversales

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$$

- En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) :

$$S = \frac{h}{2}$$

- \emptyset : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures longitudinales

- Le premier cadre doit être disposé à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

6.2- Étape de calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

Ast : Section d'acier inférieure tendue,

Asc: Section d'acier supérieure la plus comprimée,

Mu: Moment de flexion,

h: Hauteur de la section du béton,

b: Largeur de la section du béton,

d: Hauteur utile $d = h - c$,

c,c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ Situation accidentelles (G+Q±E) dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

1^{er} cas : Section simplement armée (Asc=0) :

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}}$$

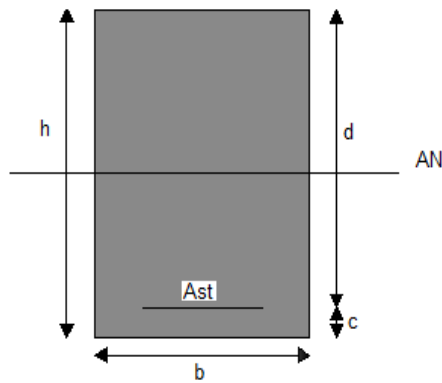


Fig 6.1- section simplement armée.

2^{ème} cas : Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{Ml}{\beta l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} ; \quad \text{avec :} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

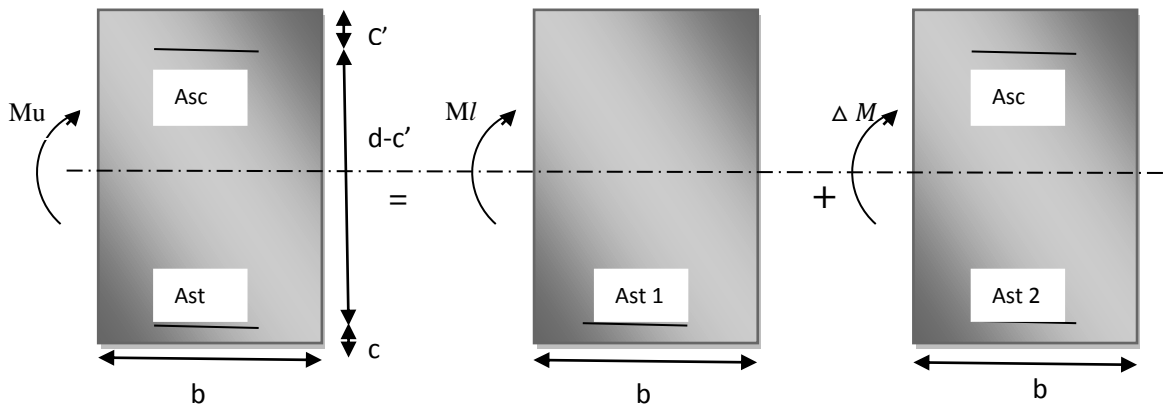


Fig 6.2- Section doublement armée

Exemple de calcul :(Poutre principale) a)

➤ **en appuis**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{101,461 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0,174 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc}=0 \rightarrow \beta = 0.904$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{101,461 \times 10^3}{0.904 \times 37 \times 348} = 8,71 \times 10^{-4} m^2 = 2,44 cm^2$$

➤ **En travée**

➤

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,286 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc}=0 \rightarrow \beta = 0.958$$

➤ **Calcule la section**

➤

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{63,599 \times 10^3}{0.942 \times 37 \times 348} = 3,75 \times 10^{-4} m^2 = 3,75 cm^2$$

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poutres principales loin des voiles :

	Mu max (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal}(cm²)	A_{adp} (cm²)	Choix des barres
Aux appuis	101,461	0,174	SSA	0,904	8,71	9.24	3HA14FILL+ 3HA14CHAP
En travée	46,286	0,079	SSA	0,958	3,75	4.62	3HA14

Tab 6.1- ferrailage des poutres principales loin des voiles

Les poutres principales solidaires des voiles :

	Mu max (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adp} (cm^2)	Choix des barres
Aux appuis	120,15	0,192	SSA	0,892	10,46	10,77	3HA14FILL+ 4HA14CHAP
En travée	105,38	0,18	SSA	0,900	9,09	9,24	3HA14FILL+ 3HA14CHAPP

Tab 6.2- ferrailage des poutres principales solidaires des voiles

Les poutres secondaires loin des voiles :

	Mu max (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adp} (cm^2)	Choix des barres
Aux appuis	80,12	0,183	SSA	0,899	8	9,24	3HA14FILL+ 3HA14CHAP
En travée	77,532	0,178	SSA	0,901	7,72	9,24	3HA14FILL+ 3HA14CHAP

Tab 6.3- ferrailage des poutres secondaires loin des voiles.

Les poutres secondaires solidaires des voiles :

	Mu max (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adp} (cm^2)	Choix des barres
Aux appuis	93,635	0,21	SSA	0,881	9,54	10,77	3HA14FILL+ 4HA14CHAP
En travée	77,532	0,178	SSA	0,901	7,72	9,24	3HA14FILL+ 3HA14CHAP

Tab 6.4- ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles.

V.3- Vérification à l'ELU :**- Condition de non fragilité [Art A.4.2.1/BEAL91]**

$$A_{st \min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad \text{avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Poutre principale :

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire :

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- Vérification de contrainte de cisaillement [Art A.5.1/ BEAL91]

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$

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

poutre principale : $T_u \max = 138,92 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{138,92 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,251 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,251 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire : $T_u \max = 116,95 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{116,95 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [Art A.5.1.211/ BEAL91]

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre principale :

$$T_u = 138,92 \text{ KN} < 666 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$T_u = 116,95 \text{ KN} < 576 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Entraînement des barres [Art A.6.3.1 /BAEL 91]

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

Poutre principale :

$$\sum U_i = \phi \pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 + 4 \times 1,4 \times 3,14 = 30,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{138,92 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 307.7} = 1,36 \text{ MPa} < \tau_{se,u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$\Sigma U_i = \phi \pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 + 4 \times 1,4 \times 3,14 = 30,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{116,95 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 307.7} = 1,32 \text{ MPa} < \tau_{se,u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12 = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 = 49,38 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**). $L_c = 0.4l_s$.

Pour les $\phi 12 = 16,932 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 = 19,75 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi l ; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{ 1,14 ; 1,2 ; 3 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : **At = 4HA8 = 2,01 cm²**.

- Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]

➤ **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\}$$

Poutre principale (30x40) = St=10cm

Poutre secondaire (30x35) = St= 8,75cm

➤ **En zone courante:** $St \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale (30x40) = St=20cm

Poutre secondaire (30x35) = St= 17,5cm

➤ **Délimitation de zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

Poutre principale (30x40) = $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Poutre secondaire (30x35) = $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

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

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

V.4- Vérification à l'ELS :

1. État limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. État limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} ;$$

Poutre principale loin des voiles :

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 9,24}{30 \times 37} = 0,832 \Rightarrow \beta_1 = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 23,46$$

$$M_a = 46,366 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{46,366 \times 10^6}{0,870 \times 370 \times 9,24 \times 10^2} = 155,88 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 37} = 0,418 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 \Rightarrow \alpha = 0,297 \Rightarrow K = 35,5$$

$$M_t = 21,97 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{21,97 \times 10^6}{0,901 \times 370 \times 4,62 \times 10^2} = 142,64 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{calcul : } \frac{155,88}{23,46} = 6,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{142,64}{35,5} = 4,01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

		Ms	As	ρ	β_1	K	σ_{bc}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
PP 30x40	Travée	21,97	4.62	0,418	0.901	35.5	4.01	142.64	15	cv
	Appui	46,366	9.24	0.832	0,870	23.46	6.64	155.88	15	cv
PS 30x35	Travée	15.03	9.24	0,834	0,870	23,46	2.87	67.4	15	cv
	Appui	15.53	9.24	0.962	0,862	21.23	2.87	60.93	15	cv

Tab 6.5-Vérification des contraintes a l'ELS pour les poutres loin des voiles

		Ms	As	ρ	β_1	K	σ_{bc}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
PP 30x40	Travée	5.12	9,24	0,832	0,870	23,46	0.73	17.21	15	cv
	Appui	26.16	10,77	0,970	0,862	21,23	3.59	76.15	15	cv
PS 30x35	Travée	27,068	9.24	0,834	0,870	23,46	5,17	121,38	15	cv
	Appui	42,759	10.77	1,12	0,855	19,48	7,45	145,10	15	cv

Tab 6.7-Vérification des contraintes a l'ELS pour les poutres. solidaire des voiles

❖ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :**
 - **Sens (xx) :**

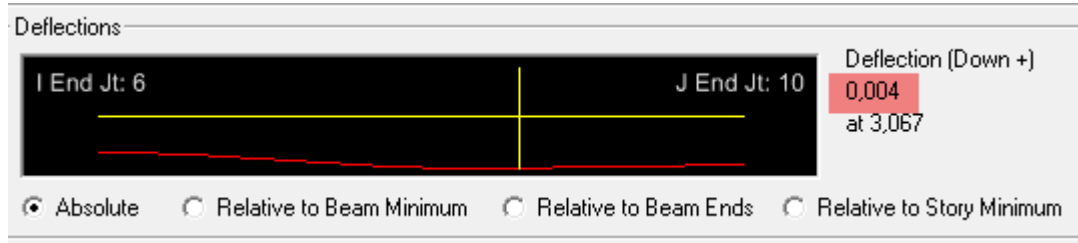


Figure 6.3 : vérification de la flèche sens x-x

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS \Rightarrow $f = 0.004$ m

$$f = 0.004 \text{ m} < \frac{4.00}{500} = 0.008 \text{ cm}$$

- **Sens (yy) :**

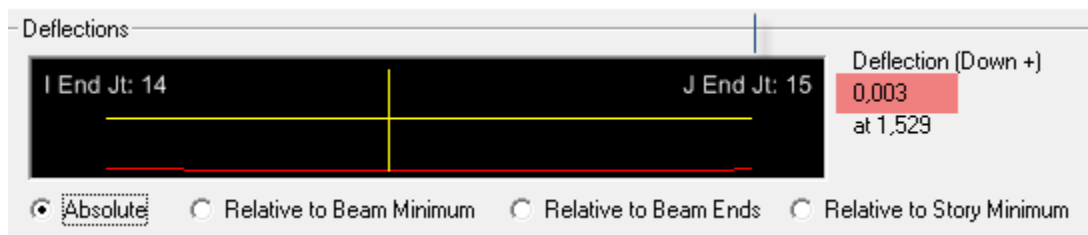


Figure 6.4 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS \Rightarrow $f = 0.003$ m

$$f = 0.003 < \frac{4.10}{500} = 0.0082 \text{ cm}$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée dans les deux sens .

- Le ferrailage des poutres solidaires des voiles récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 4HA14Chap	3HA14Fill + 3HA14Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
Poutre secondaires (30×35)	3HA14Fill + 4HA14Chap	3HA14Fill + 3HA14Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

Tableau 6.8: Récapitulatif de ferrailage des poutres solidaires des voiles

➤ Le ferrailage des poutres loins des voiles récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill+ 3HA14CHAP	3HA14Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e= 8cm
Poutre secondaires (30×35)	3HA14Fill+ 3HA14 CHAP	3HA14Fill+ 3HA14CHAP	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e= 8cm

Tableau 6.9 : Récapitulatif de ferrailage des poutres loins des voiles

VI-9) Ferrailage de la poutres palière :

Dimension de la poutre [cm ²]	A _{min} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
PPAL25x30	3.75	30	45

Tableau 6.10 : Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux

	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt}	ferrailage
PPAL	Travée	11.694	ELU	0.046	SSA	0.976	1.27	3.75	3.39	3HA12
	Appuis	22.413	ELU	0.086	SSA	0.955	2.50			3.39

Tableau 6.11 : ferrailage de la poutre palière

✓ Armatures transversales :

$$\blacksquare \text{ Diamètre minimale : } \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right] = \min [1.14 ; 1.2 ; 3]$$

Soit $\phi_t = 8\text{cm}$ on choisi un cadre + un étrier

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1.4) \text{ soit } S_t = \mathbf{8\text{cm}} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}} \quad \text{en zone courante}$$

On aura :

- $A_t = 0,003.S_t.b = 0,6 \text{ cm}^2$ en zone nodale
- $A_t = 0,003.S_t.b = 1,125 \text{ cm}^2$ en zone courante

Soit : $A_t = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ (2 cadres de $\phi 8$)

✓ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2.h$$

avec :

h : la hauteur de la poutre

$$L' = 2.h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm, pour les poutres de chainage}$$

6.5.1) Vérifications des poutres à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 0.83 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

Toutes les sections adoptées sont supérieures a A_{\min} donc , la condition est vérifiée.

✓ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL91modifiées99) :**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

$$\text{Donc soit à vérifier que : } \tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.73 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour la fissuration non préjudiciable})$$

$$T_u^{\max} = 10.41 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{10.41 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.73 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i = Périmètre utile de l'acier.

$$\Sigma U_i = n \phi \pi = (3 \times 14 \times 3.14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.41 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 0.32 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec:

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 : L_S = 43.75 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;**

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à 0,4ls pour les aciers HA.

$$\text{Pour } \phi = 14 \quad L_S = 0.4 \times 43.75 = 17.50 \text{ cm}$$

6.5.2) Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

Niveau		Ms (KN m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
PPAL (25×30)	Travée	8.55	3.39	0.5	0.893	31.73	104.60	3.30	15	OK
	Appui	16.42	3.39	0.5	0.893	31.73	200.90	6.33	15	OK

Tableau 6.12: Vérification de la poutre palière à l'ELS

Etat limite de déformation :

f : la flèche maximale de poutres palière est déduite de logiciel ETABS.

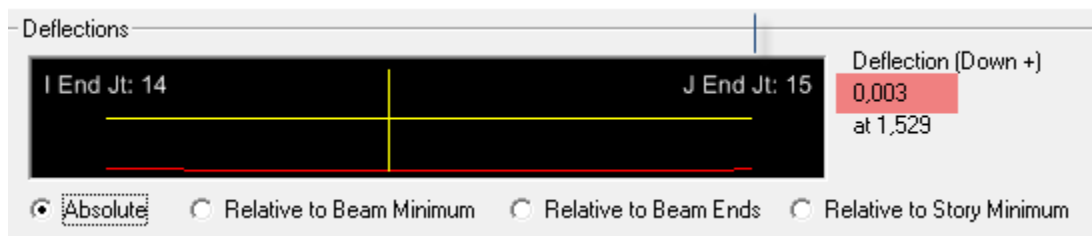


Figure 6.5 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f=0.003$ m

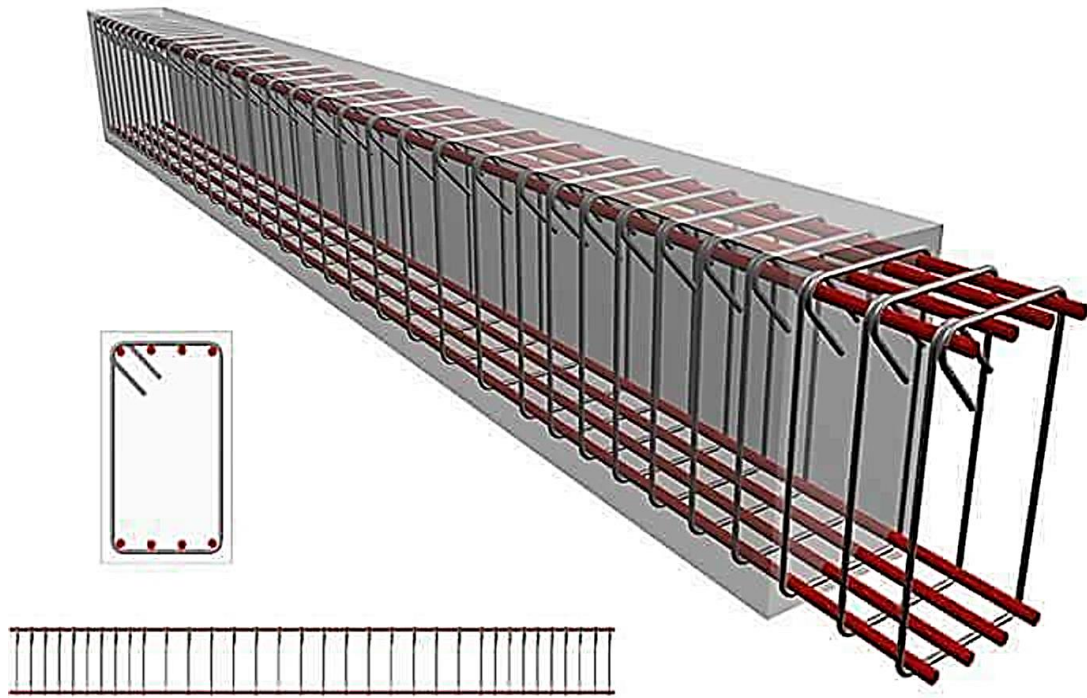
$$f = 0.003 < \frac{300}{500} = 0.006 \text{ m}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

➤ Le ferrailage de la poutre palière est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
PPAL (25 × 30)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8)e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

Tableau 6.13 : Récapitulatif de ferrailage de la poutre palière .



7-1) Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G+Q \quad \quad \quad \text{à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

a) 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 : $\frac{h}{l} < 1.5$

b) Exposer de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

c) Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par par bandes de longueur « d » donnée par : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée tel que : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : La longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I** : S-SOL et RDC,
- **Zone II** : 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} étage,
- **Zone III** : 4^{eme} et 5^{eme} étage
- **A) Armatures verticales :**

1) Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile.

La section d'armatures pour une section entièrement comprimée est obtenue par la formule :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰.

a- Situation durable (courante) : → $\sigma_s = 384\text{MPa}$ et $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$

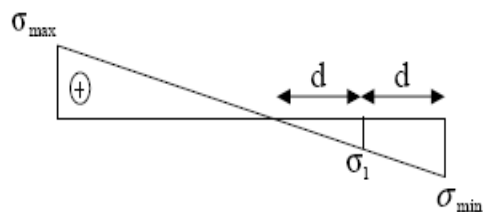
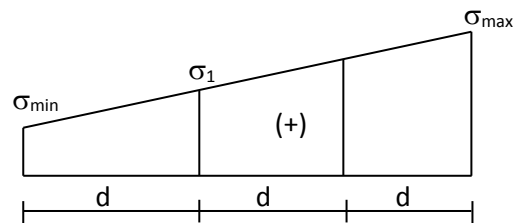
b- Situation accidentelle : → $\sigma_s = 400\text{MPa}$ et $f_{bc} = 18.48\text{MPa}$

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

-Armatures minimales : elles doivent vérifier les conditions exigées par le BAEL :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL99})$$



2) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_i + 1 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : elles doivent vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

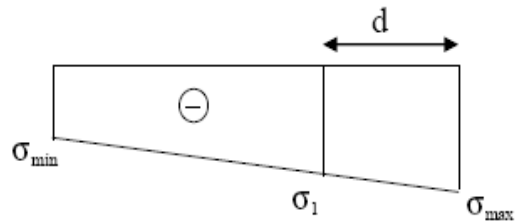
3) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue

est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



-Armatures minimales : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$

B) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- Selon le BAEL → $A_h \geq \frac{A_v}{4}$
- Selon RPA 99/2003 → :
 - $A_h \geq 15 \% B$dans la section du voile
 - $A_h \geq 10 \% B$ En zone courante

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile.

1) Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient 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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

3) 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 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

7-2) Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30cm \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

Selon l'article **7.7.4.3 de RPA99/2003** elle doit être égale à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

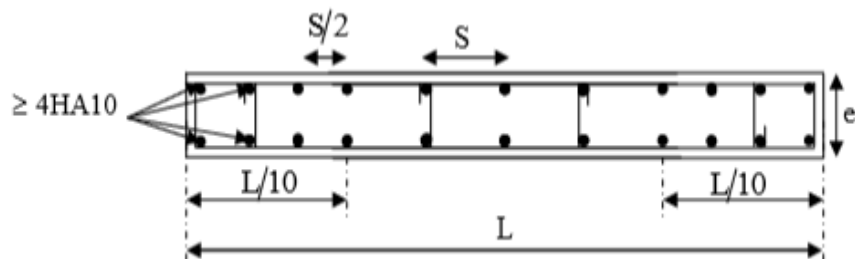


Fig. 7.1):Disposition des armatures verticales dans les voiles

7-3 : Vérification à L'ELS :

a)Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que la contrainte de compression de béton soit inférieure de 15MPa.

C.-à-d. : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Avec :
$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

B : section du béton.

A : section d'armatures.

N_s : effort normal de service (sous G + Q).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

Selon le RPA99 /2003: La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = 5\text{MPa} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

c) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

Selon le BAEL 91 : Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement $\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d}$

Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 3 groupes :

V1 : VL1. (4 voiles dans chaque niveau avec la meme dimension $L = 1.20$)

V2 : VL2. (4 voiles dans chaque niveau avec la meme dimension $L = 2.00$)

V3 : VT (6 voiles dans chaque niveau avec la meme dimension $L = 2.00$)

J ai nommé avec cette manière :

Exemple : VL1.1.1

Le premier chiffre signifié la demension de voile

Le deuxieme signifié la zone

Et le 3éme chiffre pour le numero de voile

Exemple de nomination des voiles sur logiciel ETABS

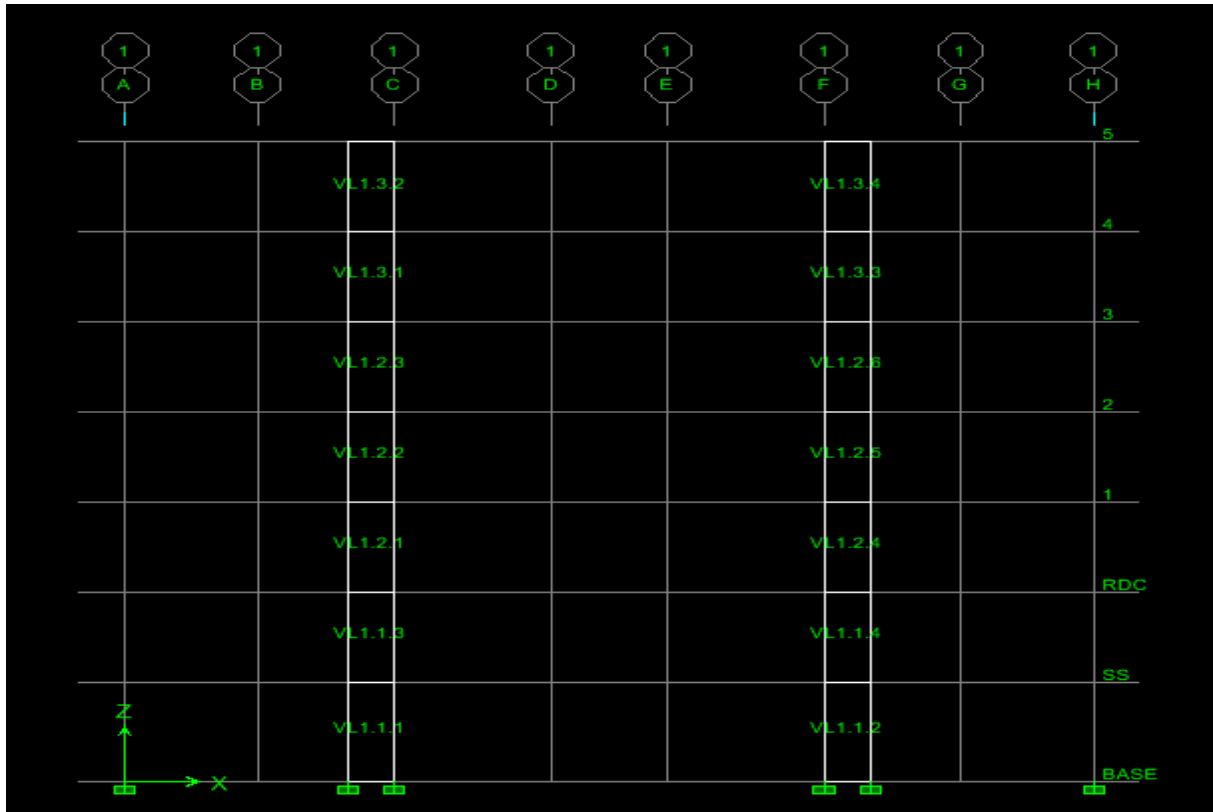


Fig. 7.2):exemple de la nomination des voiles sur logiciel ETABS

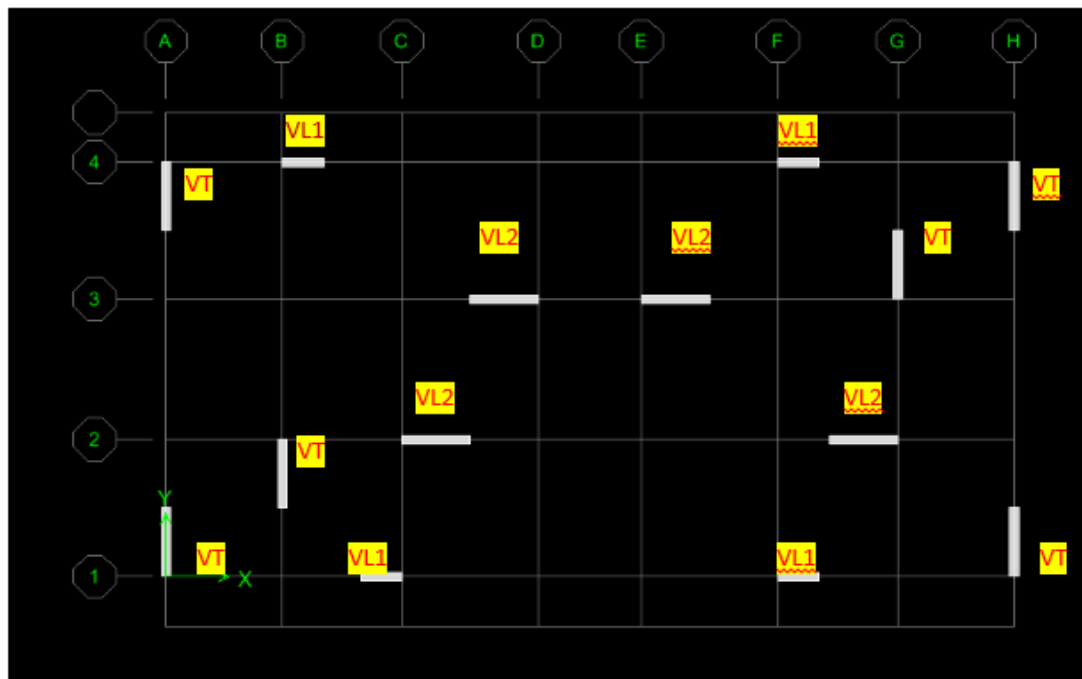


Fig. 7.3 Disposition des voiles dans la structure (sous-sol au 5ème étage).

7-4) Exemple de calcul :

Calcul de voile VL1 en zone I :

$$L = 1.20\text{m} \quad B = 0.24 \text{ m}^2, \quad e = 0.2\text{m}$$

$$\sigma_{max} = 2495.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -6349.04 \text{ KN/m}^2$$

1-Calcul de la longueur de zone comprimé :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{2459.53}{2495.53 + 6349.04} \times 1.20 = 0.34 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L_t = L - L_c = 1.20 - 0.34 = 0.86 \text{ m.}$$

Calcul de d : nous avons :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d), tel que (d=0.43m).

2-Calcul des contraintes et des efforts normaux :**a-Bande 1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(0.86 - 0.43) \times 6349.04}{0.86} = 3174.52$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6349.04 + 3174.52}{2} \cdot 0.43 \times 0.2 = 409.51 \text{ KN}$$

b-Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3174.52}{2} \cdot 0.43 \times 0.2 = 68.25 \text{ KN}$$

2-Les armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{409.51}{40} = 10.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{68.25}{40} = 1.70 \text{ cm}^2$$

3-Les armatures minimales :

Pour une section partiellement comprimée :

$$A_{min} = \max \left(0,005 \cdot B ; \frac{0,23B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tel que : B = d x e

$$A_{min} = \max (4.3; 1.04) = 4.3 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{v1} = 10.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 1.70 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.3$$

3- Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{fe} = 1.54 \frac{T}{fe} = \frac{1.54 \times 144.54}{40} = 5.57 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.23 + \frac{5.57}{4} = 11.63 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.70 + \frac{5.57}{4} = 3.1 \text{ cm}^2$$

Soit :

Bande 1 : 9HA14=13.86cm² avec un espacement de 10 cm.Bande 2 : 2x 4HA10= 6.28cm² avec un espacement de 15 cm.**➤ Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0.15\%B; 0.10B \right) \text{ avec } B = L_{voile} \times e$$

$$\frac{A_V}{4} = \frac{20.14}{4} = 5.035 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $A_h \geq 0.15\%B = (0.0015 \times 120 \times 20) = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow$ dans la section générale du voile.
- $A_h \geq 0.1\%B' = 0.001 \times 120 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow$ dans la zone courante.

On prend $A_h = 5.035 \text{ cm}^2$ soit donc 6HA12 = 6.78cm² avec un espacement de 20cm**➤ Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : 4HA8= 2.01 cm²**➤ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

 $S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.**➤ Vérification à l'ELS :****a) Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.4 \times 114.54 \times 10}{20 (0.9 \times 120)} = 0.74 \text{ MPa}$$

 $\tau_b = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

- **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{114.54 \times 10}{20 \times 0.9 \times 120} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.74 \text{ MPa} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} < 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{760.85 \times 10}{20 \times 120 + 15 \times 20.14} = 2.82 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL1

	zone	I	II	III
	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.24	0.24	0.24
	he	3.40	3.06	3.06
Sollicitation de calcul	h	3.00	2.66	2.66
	N (kN)	1049.58	826.56	363.92
	Vu (kN)	144.54	105.32	63.16
	σ_{\max} (kN/m ²)	2495.53	777.62	2096.25
	σ_{\min} (kN/m ²)	-6349.04	-3632.18	-2723.7
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _c	0.34	0.21	0.52
	L _t	0.86	0.99	0.68
	d	0.43	0.5	0.34
	σ_1	3174.52	1797.74	1361.85
	N ₁	409.52	271.5	138.90
	N ₂	68.245	89.88	46.3
armatures verticales	A _{v1} /bande1 (cm ²)	10.23	6.79	3.47
	A _{v2} /bande2 (cm ²)	1.70	2.25	1.16
	A _{min} (cm ²)	4.30	4.5	3.4
	$A1 / A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	11.63	7.8	6.62
	$A2 / A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	3.1	3.256	3.36

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²) Bande 1		13.86	9.04	9.04
	A2 adopté (cm ²) Bande2		6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	9HA14	2X4HA12	2X4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X4HA10	2X4HA10	2X4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Arm horizontale	AH /nappe (cm ²)		5.035	3.39	3.39
	AH adopté (cm ²)		7.06	6.28	6.28
	choix de la section		9HA10	2x4HA10	2x4HA10
Arms tran	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
	Ns (KN)		760.85	599.04	263.82
Vésications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$	τ_b	0.74	0.68	0.41
	$\bar{\tau}_u=3.26$	τ_u	0.54	0.495	0.292
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.82	2.3	1.01

Tableau 7.1 : Ferrailage des voiles VL1

➤ Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL2

	zone	I	II	III
	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	he	3.40	3.06	3.06
Sollicitation de calcul	h	3.00	2.66	2.66
	N (kN)	1568.78	1158.29	496.52
	Vu (kN)	345.82	247.26	124.45
	σ_{\max} (kN/m ²)	4853.59	2080.11	3499.16
	σ_{\min} (kN/m ²)	-8069.17	-3994.22	-3572.02
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _c	0.75	0.68	1.01
	L _t	1.25	1.32	0.99
	d	0.625	0.66	0.485
	σ_1	4034.585	2108.94	1749.92
	N ₁	756.48	402.8	258.11
	N ₂	252.16	139.19	84.87
	A _{v1} /bande1 (cm ²)	18.912	10.07	6.45
	A _{v2} /bande2 (cm ²)	6.30	3.48	2.12
	A _{min} (cm ²)	6.25	6.6	4.85
	$A1 / A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	22.24	12.45	7.65
	$A2 / A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	9.63	5.86	3.32

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²) Bande 1		24.11	13.56	9.04
	A2 adopté (cm ²) Bande2		11.3	7.84	6.28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X6HA16	2X6HA12	2X4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X5HA12	2X5HA10	2X4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Arm horizontale	AH /nappe (cm ²)		8.85	5.35	3.83
	AH adopté (cm ²)		9.42	6.28	4.02
	choix de la section		2x6HA10	2x4HA10	2x4HA8
Arms tran	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
Ns (KN)			1087.24	1329.79	363.04
Vésications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$	τ_b	1.34	0.96	0.48
	$\bar{\tau}_u=3.26$	τ_u	0.96	0.686	0.35
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.42	3.69	1.00

Tableau 7-2 : Ferrailage des voiles VL2

➤ Ferrailage des voiles transversaux : Voile VL2

	zone	I	II	III
	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	he	3.40	3.06	3.06
Sollicitation de calcul	h	2.95	2.66	2.66
	N (kN)	1474.69	1121.39	472.89
	Vu (kN)	314.06	233.8	122.75
	σ_{\max} (kN/m ²)	4121.38	1763.07	2820.69
	σ_{\min} (kN/m ²)	-7412.42	-4076.17	-3260.07
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _c	0.71	0.60	0.93
	L _t	1.29	1.4	1.07
	d	0.645	0.7	0.54
	σ_1	3706.21	2038.08	1614.8
	N ₁	717.15	427.99	263.24
	N ₂	239.05	142.66	87.19
	A _{v1} /bande1 (cm ²)	17.92	10.70	6.58
	A _{v2} /bande2 (cm ²)	5.97	3.56	2.18
	A _{min} (cm ²)	6.45	7	5.4
	A1 / $A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	20.94	12.95	7.76
	A2 / $A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$ (cm ²)	8.99	5.81	3.36

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²) Bande 1		24.11	13.56	9.42
	A2 adopté (cm ²) Bande2		11.3	7.84	5.02
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X6HA16	2X6HA12	2X6HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X5HA12	2X5HA10	2X5HA8
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Arm horizontale	AH /nappe (cm ²)		8.85	5.35	3.61
	AH adopté (cm ²)		9.42	6.02	6.02
	choix de la section		2x6HA10	2x6HA8	2X6HA8
Arms tran	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
	Ns (KN)		1075.95	818.11	345.49
Vésications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$	τ_b	1.22	0.91	0.477
	$\bar{\tau}_u=3.26$	τ_u	0.87	0.65	0.34
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.37	1.89	0.82

Tableau 7.3 : Ferrailage des voiles VT

8 -1) Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

❖ Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.

8-2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

8 -2-1) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne

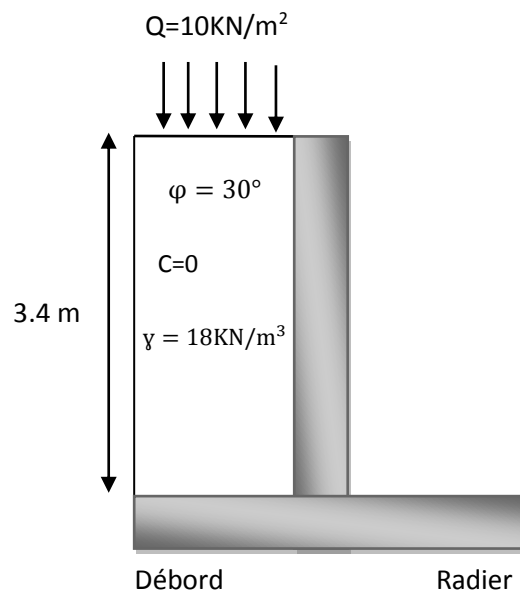


Figure 8.1 : Schéma statique du mur plaque.

8-2-2) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q= 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C=0$

8 -2-3) Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad 0 < h < 3,4$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 1.5 \times 10 \times 0.58 = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

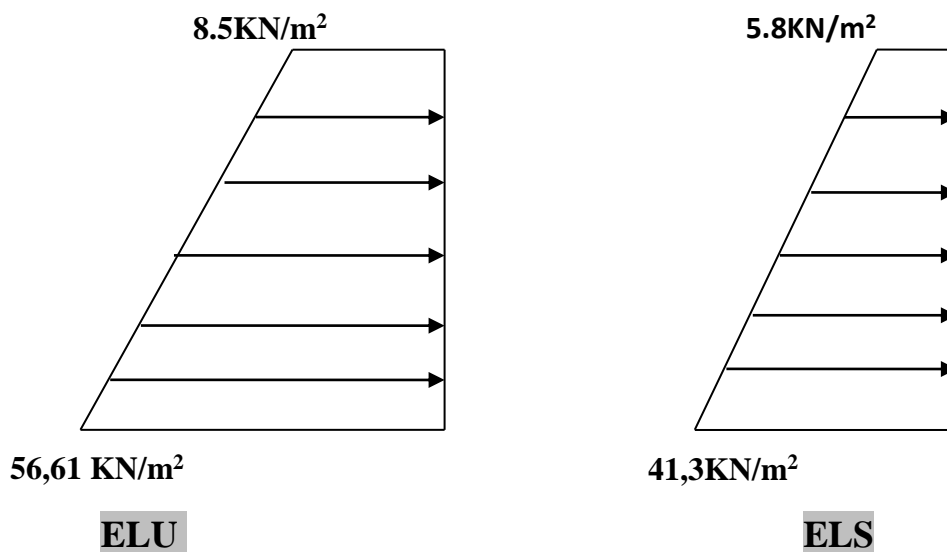
$$\text{Pour } H=3.4 \rightarrow \sigma_{h2} = (1.35 \times 18 \times 3,4 + 1.5 \times 10)0.58 = 56,61 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 10 \times 0.58 = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$H=2.5 \rightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 3,4 + 10)0.58 = 41,3 \text{ KN/m}^2$$

8 -2-4)Diagramme des contraintes :**Fig 8-2: Diagramme des contraintes à l'ELU et a l'ELS**

8 -2-5) Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 56,61 + 8,5}{4} \times 1 = 44,58 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41,3 + 5,8}{4} \times 1 = 32,42 \text{ KN/m}$$

8 -3): Ferrailage du mur plaque :**8 -3-1) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

8 -3-2) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée $0,75M_x$ et $0,75M_y$.
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands coté :

- 0,3 (appuis de rive)


- 0,5 (autres appuis).

8 -3-3) Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$L_x = 3,4\text{m} \quad ; \quad L_y = 4,10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4,1} = 0,829$$

$0,4 < \rho < 1$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.829 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0.685 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot Lx^2 = 0.051 \times 44,58 \times (3.40)^2 = 26,28 \text{ KN m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.685 \times 26,28 = 18 \text{ KN m}$$

8-3-4) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 26,28 = 13,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 26,28 = 19,71 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 18 = 9 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18 = 13,5 \text{ KN.m}$$

8 -3-5) Ferrailage :

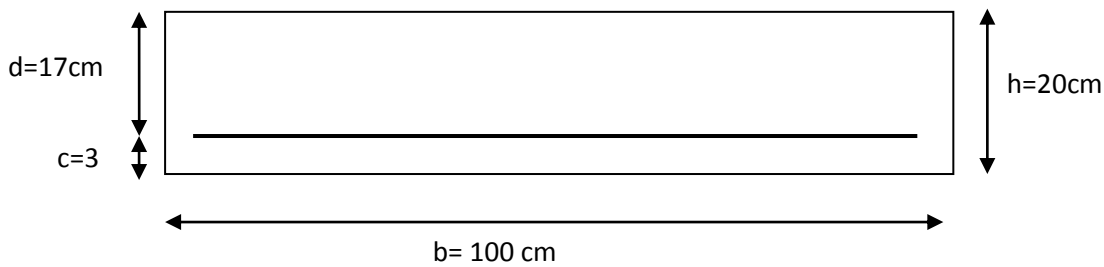


Figure 8-3 : Schéma statique du ferraillage de mur plaque

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min}^x = W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{lx}{ly} \right] bh$$

$W_0 = 0.0008$ pour Fe 400

$$A_{min}^y = W_0 bh$$

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	A _{adoptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	13,14	0.032	0.984	2,26	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	19,71	0.048	0.975	3.41	2	4HA12/ml	4.52	25
Y-Y	Appuis	9	0.022	0.989	1.54	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	13,5	0.032	0.984	2,31	2	4HA12/ml	4.52	25

Tableau 8.1: Ferrailage du mur plaque.

IX -3-5) Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

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).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m2 de HA8 (4HA8=2.01cm²)

IX -3-5) vérification à l ELU

a/ Espacements des armatures :

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

Armatures principales

$$\text{Sens(X-X)} : St < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$\text{Sens(Y-Y)} : St < \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$\text{SensXX} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{SensYY} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b / Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d’acier adhérent au béton nécessaire pour que l’effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{Longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 1.2\text{cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 Ls » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21) => pour $\phi 12$: La=16.9cm .

On prend **La= 17cm**

8 -3-6) Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.53 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.779 \end{array} \right.$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0.0576 \times 32,42 \times (3,4)^2 = 21,59 \text{ KN m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.779 \times 21,59 = 16,82 \text{ KN m}$

8 -3-7) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 21,59 = 10,795 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 21,59 = 16,192 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 16,82 = 8,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 16,82 = 12,615 \text{ KN.m}$$

8 -3-8) Vérification des contraintes :

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 :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	4.52	10.795	0.266	0.918	45.98	153.03	348	3.32	15	CV
	Travée	4.52	16.192	0.266	0.918	45.98	229.54	348	4.99	15	CV
Y-Y	Appuis	4.52	8.41	0.266	0.918	45.98	119.22	348	2.59	15	CV
	Travée	4.52	12.615	0.266	0.918	45.98	178.83	348	3.89	15	CV

Tableau 8.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

❖ **Résultats:**

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

➤ **Sens x-x :**

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25cm**.

➤ **Sens y-y :**

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

9.1) Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations est fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

9.2) Type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

9.2.1) Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

9.2.2) Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

9.3) Choix tu type de fondations :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bars, situé à une profondeur de 2 m (Site meuble).

On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

9.3.1) Semelles filantes :

❖ Semelles sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

1) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{6} \quad \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \quad \longrightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L} \right) \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L} \right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L} \right) \end{array} \right.$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$$

2) Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$N_i = G + Q$ (KN)	M_i (KN m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN m)
C20	676.77	0.941	6.05	4094.45
C19	847.48	2.039	2.05	1737.334
C18	852.97	-0.08	-2.05	-1748.58
C17	845.85	-0.136	-6.05	-5117.39
SOMME	3223.07	2.76	0	-1034.19

Tableau 9-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1034.19 + 2.76}{3223.07} = -0.32 \text{ m}$$

$$e = -0.32 < \frac{L}{6} = 2.01 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L} \right) = \frac{3223.07}{12.1} \left(1 + \frac{6 \times 0.32}{12.1} \right) = 308.63 \text{ KN/ml} \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L} \right) = \frac{3223.07}{12.1} \left(1 - \frac{6 \times 0.32}{12.1} \right) = 224.10 \text{ KN/ml} \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L} \right) = \frac{3223.07}{12.1} \left(1 + \frac{3 \times 0.32}{12.1} \right) = 287.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{287.5}{200} = 1.43 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.50 \text{ m}$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1.50 \times 12.1 = 18.15 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_p^{\text{tot}} = S_p \times n = 145.2 \text{ m}^2$

❖ Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol 200 KN/m²

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile,

G : charge permanente revenant aux voiles,

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VL1	721.36	1,2	3.005	3.606
VL2	760.85	1,2	3.17	3.804
VL3	719.23	1,2	2.996	3.595
VL4	728.21	1,2	3.034	3.64
VL5	1055.75	2	2.639	5.278
VL6	1087.24	2	2.718	5.436
VL7	973.69	2	2.434	4.868
VL8	965.93	2	2.414	4.828
				35.06

Tab 9.2-Surface de semelle filante sous voiles sens X-X

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VT1	702.99	2	1.75	3.5
VT2	709.41	2	1.77	3.54
VT3	1075.95	2	2.689	5.378
VT4	1073.03	2	2.682	5.346
VT5	715.09	2	1.787	3.574
VT6	697.73	2	1.744	3.488
				24.826

Tab 9.3-Surface de semelle filante sous voiles sens Y-Y

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $\sum St = 24.826 + 35.06 = 59.89 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes est $S_{\text{semelle}}^{\text{tot}} = S_p^{\text{tot}} + S_p^{\text{tot}} = 145.2 + 59.89 = 205.09 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure est : $S_{\text{structure}}^{\text{tot}} = 24.8 \times 12.1 = 300.08 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{205.09}{300.08} = 0.68$$



La surface des semelles représente 68 % de la surface totale.

❖ Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

9.3.2) Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

9.3.2.1) Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} > 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire:

❖ Sous voiles:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale

$$L_{\max} = 4.10\text{m} \implies \frac{4.10}{8} \leq h \leq \frac{4.10}{5} \implies 0.51 \leq h \leq 0.82$$

On prend: $h = 70 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux:

➤ La dalle:

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{4.10}{20} = 20.5\text{cm}$$

Soit : $h_d = 30\text{cm}$

➤ La nervure:

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 50 \text{ cm}$

c) Condition de la longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right) \frac{3 K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen; I :

L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.1}{\pi}\right) \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.80 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 90 \text{ cm}$

La largeur de la nervure:

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90$$

$$36 \leq b_n \leq 63$$

On prend $b_n = 60 \text{ cm}$

❖ **Conclusion:**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

9.3.2.2) Détermination des efforts:

Charge permanente $G_{\text{bat}} = 24036.88 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 4654.84 \text{ KN}$

✚ Combinaison d'actions:

$$\text{ELU: } N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 24036,88) + (1,5 \times 4654,84) = 39432,048 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS: } N_{sl} = G + Q = 24036,88 + 4654,84 = 28691,72 \text{ KN}$$

9.3.2.3) Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{39432,048}{1,33 \times 200} = 148,24 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28691,72}{200} = 143,46 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 148,24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 300,08 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 148,24 \text{ m}^2$$

❖ Remarque:

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2} ; 30\text{cm} \right) = 45$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 45\text{cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = 0,45 \times (12,1 + 24,8) \times 2 = 33,21 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 300,08 + 33,21 = 333,29 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{\text{Radier}} = 333,29 \text{ m}^2$

9.3.2.4) Calcul des sollicitations à la base du radier:

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle:

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 333,29 \times 0,3 \times 25 = 2500 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,60 \times (0,9 - 0,3) \times 24,8 \times 4 + 0,60 \times (0,9 - 0,3) \times 12,1 \times 8 = 1764 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nerv}} = 1764 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{Rad} - S_{nérv}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho$$

Avec:

$$S_{nérv} = (0,6 \times 24,8 \times 4) + (0,6 \times 12,1 \times 8) = 177,12 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(333,29 - 177,12) \times (0,9 - 0,1)] \times 17 = 2123,91 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times ep \times \rho_b$$

$$P_{df} = (333,29 - 177,12) \times 0,1 \times 25 = 390,43 \text{ KN.} \quad (ep = 10 \text{ cm}).$$

Poids de radier:

$$G_{rad} = 2500 + 1764 + 2123,91 + 390,43 = 6778,34 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q_{rad} = S \times 2,5 = 333,29 \times 2,5 = 833,26 \text{ KN}$$

Poids total de la structure:

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 24036,88 + 6778,34 = \mathbf{30815,22 \text{ KN}}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 4654,84 + 833,26 = \mathbf{5488,14 \text{ KN}}$$

Combinaison d'action:

$$N_u = 1,35 G_{tot} + 1,5 Q_{tot} = (1,35 \times 30815,22) + (1,5 \times 5488,14) = \mathbf{49832,757 \text{ KN.}}$$

$$N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 30815,22 + 5488,14 = \mathbf{36303,36 \text{ KN.}}$$

9.4) Vérification:**9.4.1) Vérification à la contrainte de cisaillement:**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec: $b = 90 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{Radier}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{49832,757 \times 0,9 \times 4,1}{333,29 \times 2} = 275,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{275,86 \times 10^3}{900 \times 270} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

9.4.2 Vérification de 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) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_{xx} ; I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

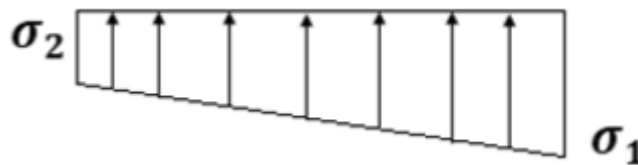


Figure. 9.1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{et} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} v$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.4 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.05 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{24.8 \times 12.1^3}{12} = 3661.22 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{12.1 \times 24.8^3}{12} = 15380.10 \text{m}^4$$

• **Moment de renversement du radier :**

• $M_x = 3672,719 + 1638,28 \times 1 = 5310,999 \text{ kN.m}$

• $M_y = 2873,055 + 1654,80 \times 1 = 4527,855 \text{ kN.m}$

❖ **Sens longitudinal :**

➤ **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{49832.757}{333.29} + \left(\frac{5310.99}{15380.10} \times 12.4 \right) = 153.80 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{49832.757}{333.29} - \left(\frac{5310.99}{15380.10} \times 12.4 \right) = 145.24 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 153.80 + 145.24}{4} = 151.66 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 151.66 \text{KN/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{36303.36}{333.29} + \left(\frac{5310.99}{15380.10} \times 12.4 \right) = 113.20 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{36303.36}{333.29} - \left(\frac{5310.99}{15380.10} \times 12.4 \right) = 104.64 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 113.20 + 104.64}{4} = 111.06 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 111.06 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversale :**

➤ **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{49832.757}{333.29} + \left(\frac{4527.855}{3661.22} \times 6.05 \right) = 157.07 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{49832.757}{333.29} - \left(\frac{4527.855}{3661.22} \times 6.05 \right) = 141.96 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 157.07 + 141.96}{4} = 153.29 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.29 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS :**

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{36303.36}{333.29} + \left(\frac{4527.855}{3661.22} \times 6.05 \right) = 116.40 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{56172.5}{333.29} - \left(\frac{4527.855}{3661.22} \times 6.05 \right) = 101.44 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 116.40 + 101.44}{4} = 112.66 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 112.66 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

9.4.3 Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

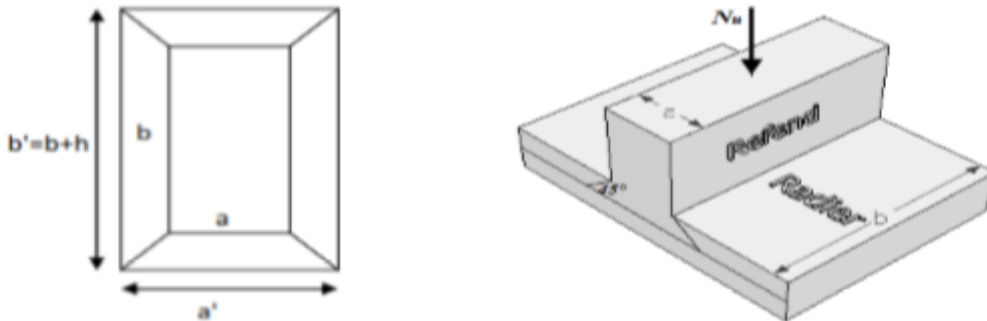


Figure. 9.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

a) Vérification pour les poteaux

Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.45 + 2 \times 0.9) = 5.3$$

$$N'_u = \frac{0.045 \times 5.3 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3577.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 1180. \text{ KN}$$

$N_u = 1180\text{KN} < N'_u = 3577.5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**

b) Vérification pour les voiles

Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) = 6$$

$$N'_u = \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4050 \text{ KN}$$

$$N_u = 1568.78 \text{ KN}$$

$$N_u = 1568.78 \text{ KN} < N'_u = 4050 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

9.4.4) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier que : $P > P'$

$$\text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

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 ($h = 1 \text{ m}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 333.29 \times 1 = 5000 \text{ KN}$$

$$P = 28691.72 \text{ KN} > 5000 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure

9.4.5) Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{5310.99}{36303.36} = 0.15 \text{ m} < \frac{12.4}{4} = 3.1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{4527.855}{36303.36} = 0.12 \text{ m} < \frac{6.05}{4} = 1.51 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

9.5) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le B.E.A.L 91 modifié 99.

9.5.1) Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\rho < 0.4$ → la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ → les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs de panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité:

$$L_x = 4.00\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.10\text{ m} \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.10} = 0.975$$

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8887 \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9244 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ ➡ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - 1.35 \times \frac{G_{\text{Rad}}}{S_{\text{Rad}}} = 153.29 - 1.35 \times \frac{6778.34}{333.29} = 125.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{Rad}}}{S_{\text{Rad}}} = 112.66 - \frac{6778.34}{333.29} = 85.20 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul à l'ELU:**

1) **Evaluation des moments M_x ; M_y :**

On obtient :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.041 \times 125.83 \times (4.00)^2 = 82.54 \text{ KNm} \\ M_0^y = 0.8887 \times 82.54 = 73.36 \text{ KNm} \end{cases}$$

❖ **Remarque :**

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 :

0,75 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0.5 \times 82.54 = -41.27 \text{ KNm} \\ M_y^a = -0.5 \times 73.36 = -36.68 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 82.54 = 61.91 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 73.36 = 55.02 \text{ KNm} \end{cases}$$

2) **Ferraillage à ELU :**

❖ **Sens longitudinale :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{41.27 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.040 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.980$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.27 \times 10^3}{0.99 \times 27 \times 348} = 4.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA10** $\Rightarrow A_X^a$ (adopté) = 5.49 cm² avec : St = 15 cm

➤ **En travée :**

$$\mu_a = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{61.91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0598 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.0598 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.969$$

$$A_X^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61.91 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA12** $\Rightarrow A_X^t$ (adopté) = 7.92 cm² avec : St = 15 cm

❖ **Sens transversale :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{36.68 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.982$$

$$A_X^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36.68 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA10** $\Rightarrow A_X^a$ (adopté) = 4.71 cm² avec : St = 17 cm

➤ **En travée :**

$$\mu_a = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{55.02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.053 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.972$$

$$A_X^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.02 \times 10^3}{0.972 \times 27 \times 348} = 6.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA12** $\Rightarrow A_X^t$ (adopté) = 6.78 cm² avec : St = 17 cm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	Ferrailage	Section (cm ²)	St (cm)
longitudinale	Aux appuis	41.27	0.040	0.980	7HA10	5.49	15
	En travée	61.91	0.059	0.969	7HA12	7.92	15
transversale	Aux appuis	36.68	0.036	0.982	6HA10	4.71	17
	En travée	55.02	0.053	0.972	6HA12	6.78	17

Tableau 9.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

$$A_{\min} \geq \omega_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{ad}}^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ad}}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$A_{\text{ad}}^x = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ad}}^y = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

➤ Sens longitudinal :

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (90 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t^{\text{adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\min} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversale :

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (120 ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t^{\text{adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\min} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

✚ Evaluation des moments

➤ Sens longitudinal :

On obtient :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0483 \times 85.20 \times (4.00)^2 = 65.84 \text{ KNm} \\ M_0^y = 0.9244 \times 65.84 = 60.86 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0.5 \times 65.84 = -32.92 \text{ KNm} \\ M_y^a = -0.5 \times 60.86 = -30.43 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 65.84 = 49.38 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 60.86 = 45.65 \text{ KNm} \end{cases}$$

✚ Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	appuis	41.27	32.92	0.040	1.25	0.0510	0.375	CV
	travée	61.91	49.38	0.059	1.25	0.0774	0.375	CV
Y-Y	appuis	36.68	30.43	0.036	1.20	0.0459	0.35	CV
	travée	55.02	45.65	0.053	1.20	0.0694	0.35	CV

Tableau 9.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

9.6) Ferrailage des débords :

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

9.7) Ferrailage des nervures :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

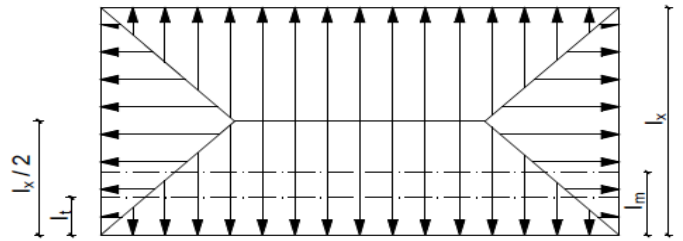
Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient

classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

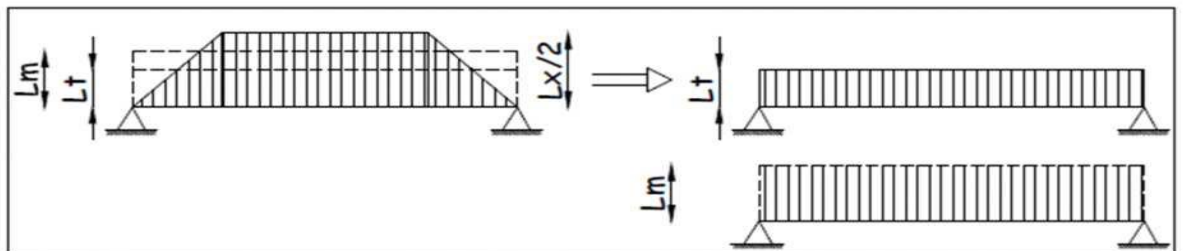
$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



Cas de chargement triangulaire :

$$L_m = 0.333 L_x$$

$$L_t = 0.250 L_x$$



Charges à considérer :

Pour les moments fléchissent :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \cdot l_m \\ Q_s = q_s \cdot l_m \end{array} \right.$$

Pour les efforts tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \cdot l_t \\ Q_s = q_s \cdot l_t \end{array} \right.$$

- Déterminations des charges :

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} - \frac{G \text{ nerv}}{S \text{ nerv}} = 153.29 - \frac{6778.34}{333.29} - \frac{1764}{180.05} = 123.15 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS:

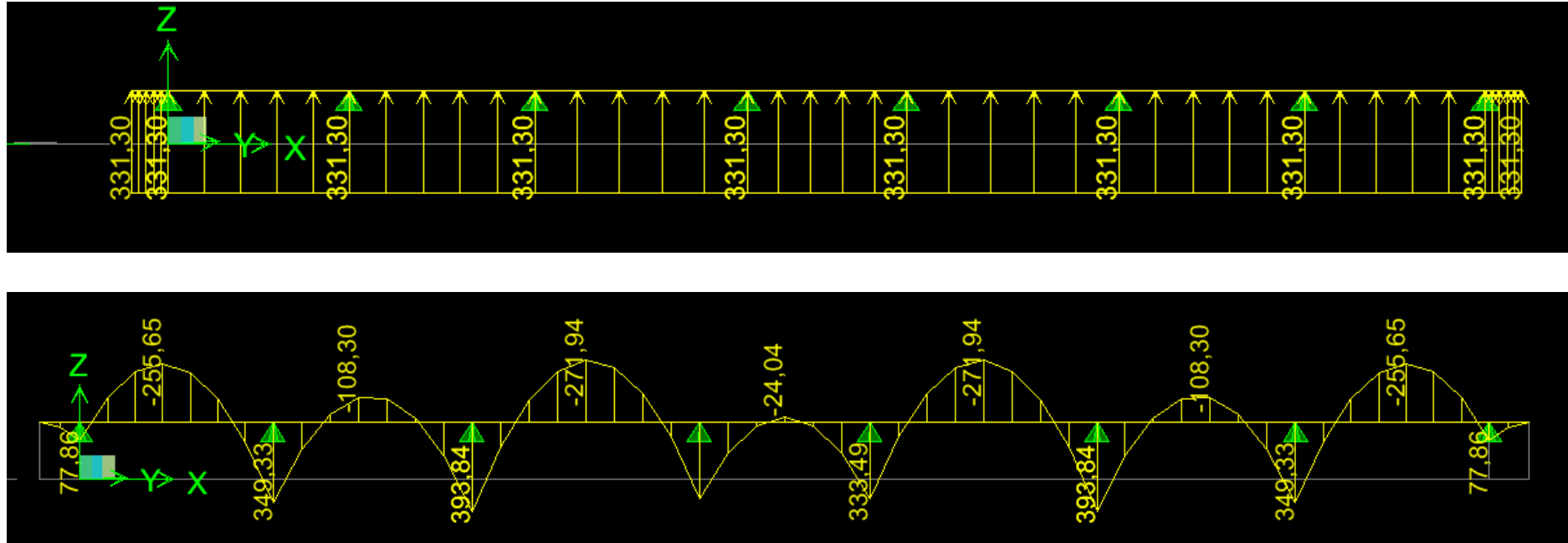
$$q_s = \sigma_m - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} - \frac{G \text{ nerv}}{S \text{ nerv}} = 112.66 - \frac{6778.34}{333.29} - \frac{1764}{180.05} = 82.52 \text{ kN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.
Sens longitudinal :

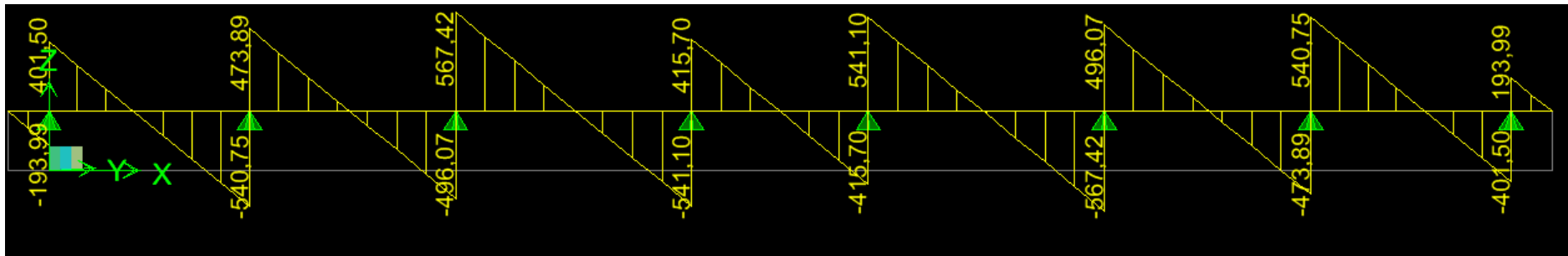
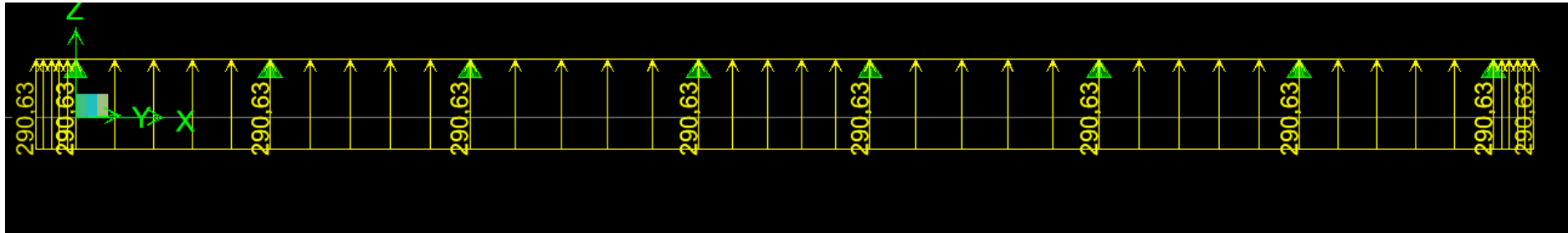
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moments fléchissant				Efforts tranchants			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.40	4,00	0.85	trapézoïdale	1.29	0.98	123.15	82.52	158.86	320.18	106.45	214.55	120.69	243.84	80.87	163.40
	2	3,40	4.10	0.83	trapézoïdale	1.31	1	123.15	82.52	161.32		108.10		123.15		82.52	
B-C	1	3,50	4.00	0.86	trapézoïdale	1,32	1	123.15	82.52	162.56	326.36	108.93	218.68	123.15	246.3	82.52	165.04
	2	3,50	4.10	0.85	trapézoïdale	1,33	1	123.15	82.52	163.8		109.75		123.15		82.52	
C-D	1	4.00	4.00	1	triangulaire	1.33	1	123.15	82.52	163.8	331.3	109.75	224.45	123.15	251.23	82.52	168.34
	2	4.00	4.1	0.96	trapézoïdale	1.39	1.04	123.15	82.52	167.5		114.70		128.08		85.82	
D-E	1	3.00	4.00	0.75	trapézoïdale	1.22	0.94	123.15	82.52	150.24	301.71	100.67	202.17	115.76	232.76	77.57	155.96
	2	3.00	4.10	0.73	trapézoïdale	1.23	0.95	123.15	82.52	151.47		101.5		117.00		78.39	
E-F	1	4.00	4.00	1	triangulaire	1.33	1	123.15	82.52	163.8	331.3	109.75	224.45	123.15	290.63	82.52	168.34
	2	4.00	4.10	0.96	trapézoïdale	1.39	1.04	123.15	82.52	167.5		114.70		128.08		85.82	
F-G	1	3.50	4.00	0.86	trapézoïdale	1.32	1	123.15	82.52	162.56	326.36	108.93	218.68	123.15	246.3	82.52	165.04
	2	3.50	4.10	0.85	trapézoïdale	1.33	1	123.15	82.52	163.8		109.75		123.15		82.52	
G-H	1	3.40	4,00	0.85	trapézoïdale	1.29	0.98	123.15	82.52	158.86	320.18	106.45	214.55	120.69	243.84	80.87	163.40
	2	3.40	4.10	0.83	trapézoïdale	1,31	1	123.15	82.52	161.32		108.10		123.15		82.52	

Tableau 9.6 : les effort tranchant et le moments fléchissant dans le sens longitudinal

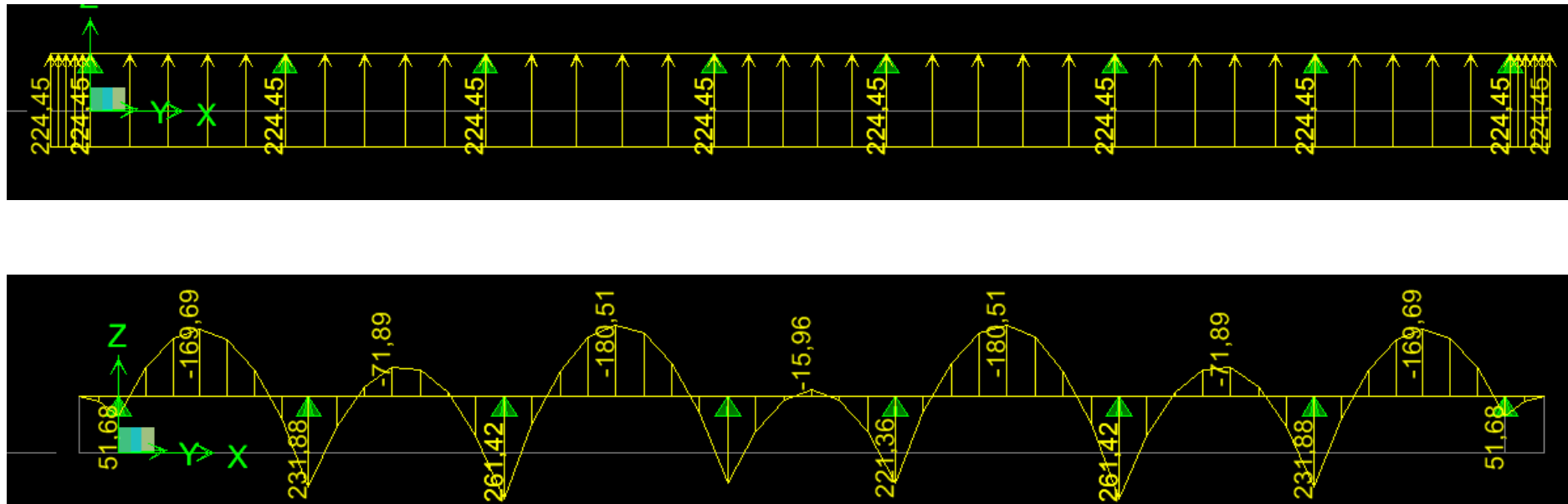
A/ Diagramme des moments fléchissant a L ELU



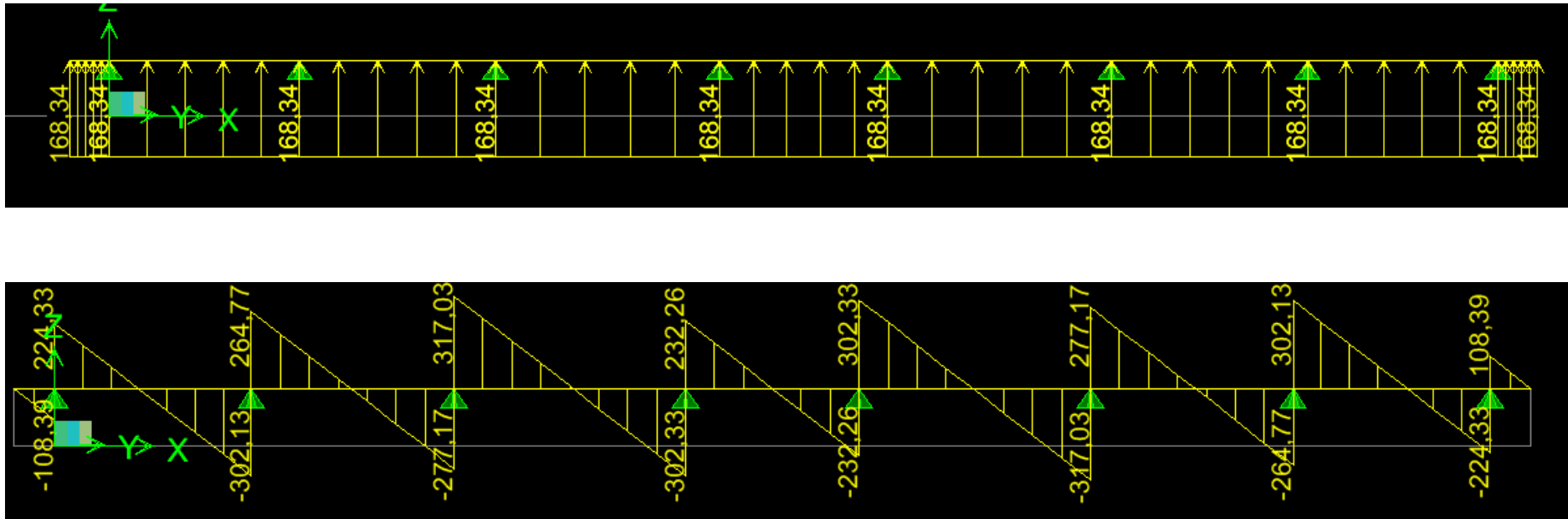
B/ Diagramme des efforts tranchant a L ELU



C/ Diagramme des moments fléchissant a L ELS



D/ Diagramme des efforts tranchant a L ELS

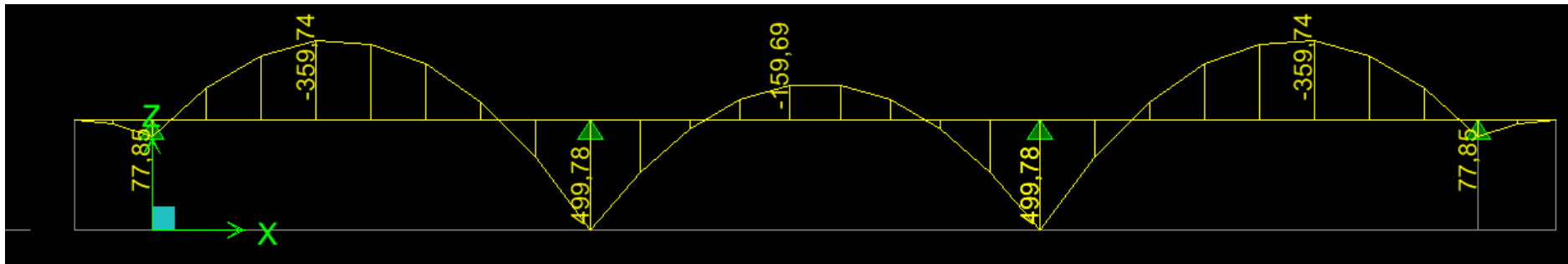
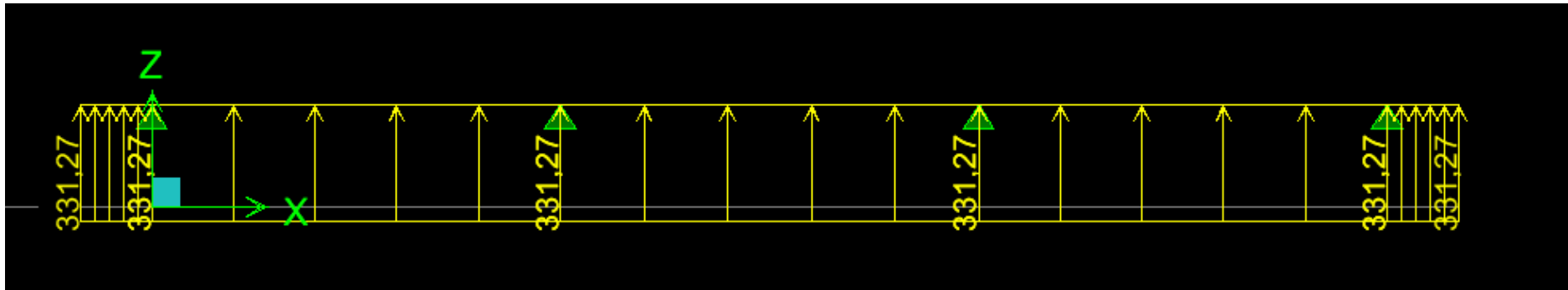


Sens transversal :

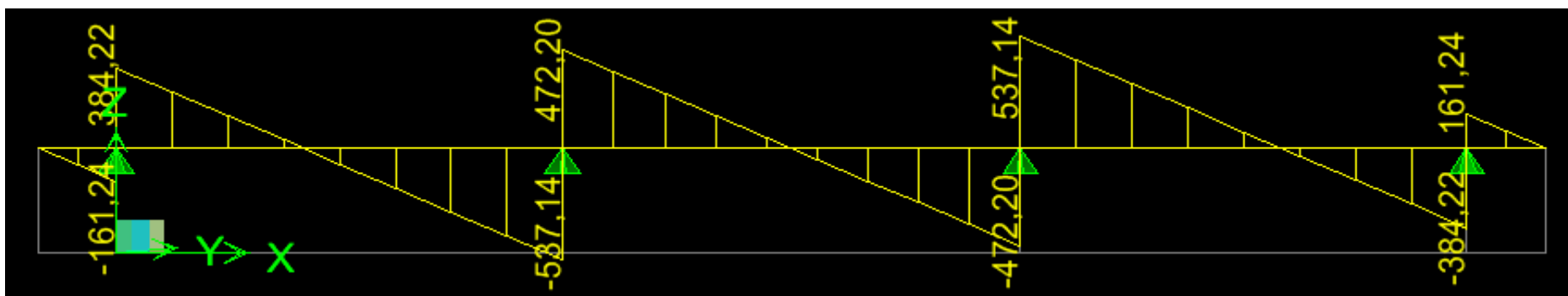
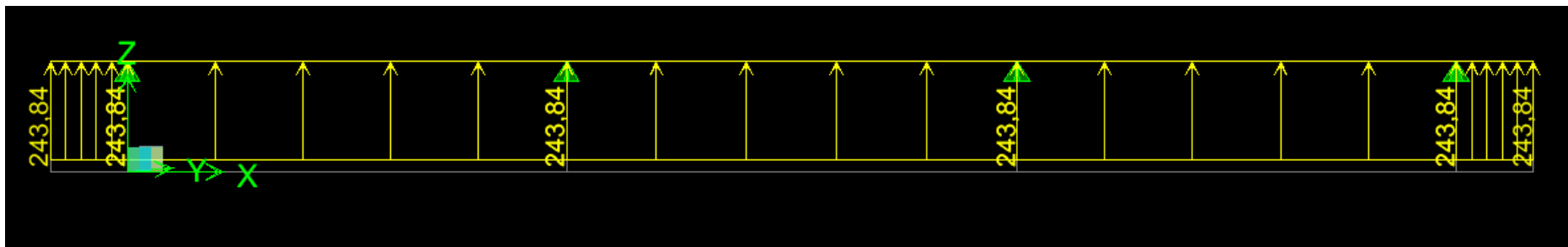
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	q _e	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _e	ΣQ_e	Q _e	ΣQ_e	Q _e	ΣQ_e	Q _e	ΣQ_e
1-2	1	3.50	4,00	0.88	trapézoïdale	1,30	0.98	123.15	82.52	160.10	323.89	107.28	217.03	120.69	243.84	80.87	163.40
	2	4.00	4.00	1	triangulaire	1.33	1	123.15	82.52	163.79		109.75		123.15		82.52	
2-3	1	3.50	4.10	0.85	trapézoïdale	1.33	1.01	123.15	82.52	163.79	331.27	109.75	221.97	124.38	237.68	83.35	159.27
	2	4.00	4.10	0.98	trapézoïdale	1.36	0,92	123.15	82.52	167.48		112.22		113.30		75.92	
3-4	1	3.50	4,00	0.88	trapézoïdale	1,30	0.98	123.15	82.52	160.10	323.89	107.28	217.03	120.69	243.84	80.87	163.40
	2	4.00	4.00	1	triangulaire	1.33	1	123.15	82.52	163.79		109.75		123.15		82.52	

Tableau 9.7 : les effort tranchant et le moments fléchissant dans le sens transversal

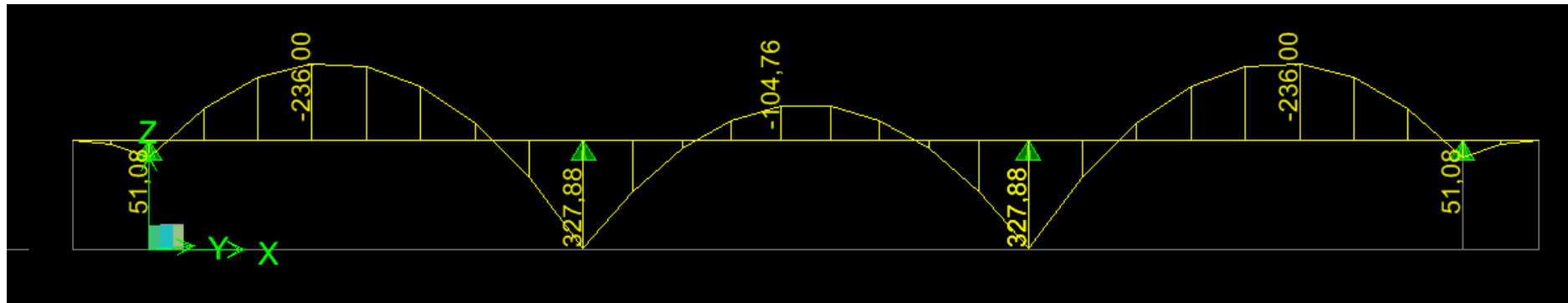
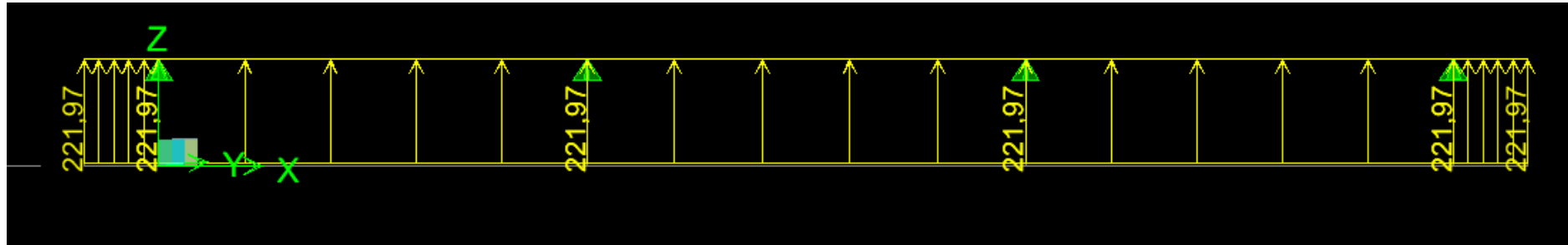
A/ Diagramme des moments fléchissant a L ELU



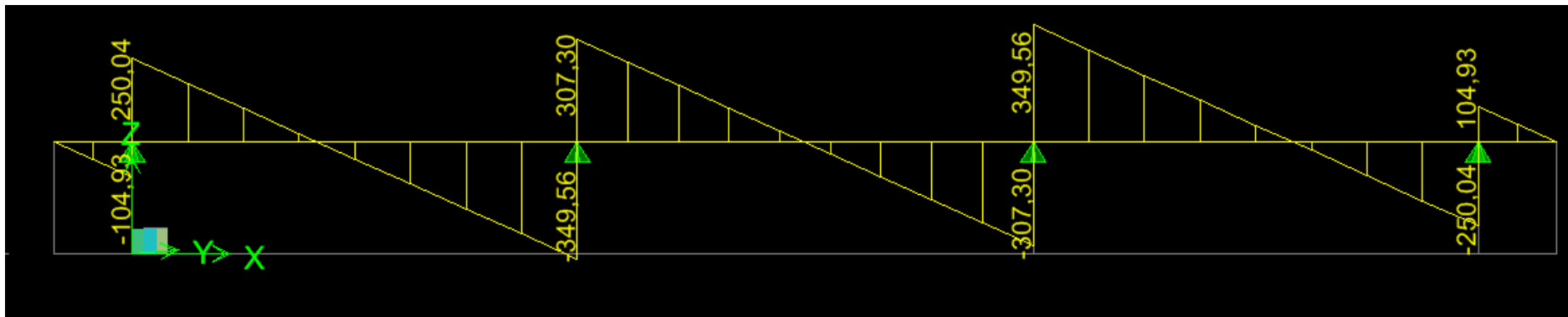
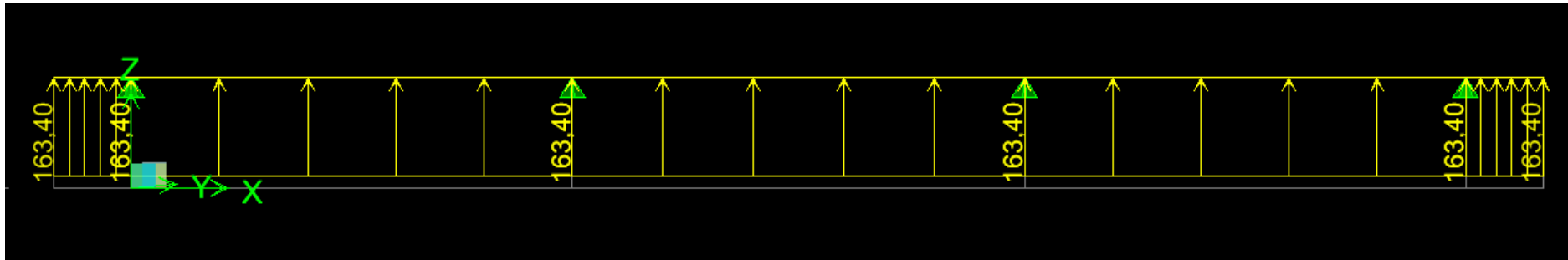
B/ Diagramme des efforts tranchant a L ELU



C/ Diagramme des moments fléchissant a L ELS



D/ Diagramme des efforts tranchant a L ELS



	Cas	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
Moment max (travée) (KN.m)	ELU	271.94	359.74
	ELS	180.51	236
Moment max (appuis) (KN.m)	ELU	393.84	499.78
	ELS	261.42	327.88
Effort tranchant (KN)	ELU	567.42	537.14
	ELS	317.03	349.56

Tab 9.8- Resumées des résultats obtenus.

- Ferrailage à l'ELU :

hn= 90cm , bn = 60 cm , c = 5 cm , d = 85cm

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.51 \text{ cm}^2$$

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp
X-X	Appuis	393.84	0.064	0.967	SSA	6.51	13.76	5HA14FIL+4HA14CHAP=13.84
	Travée	271.94	0.044	0.978	SSA	6.51	9.4	5HA12FIL+4HA12CHAP=10.17
Y-Y	Appuis	499.78	0.08	0,958	SSA	6.51	17.42	5HA16FIL+4HA16CHAP=18.09
	Travée	359.74	0.058	0.970	SSA	6.51	12.54	5HA14FIL+4HA14CHAP=13.84

Tab 9.9- ferrailage de la nervure.

- Verification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa (fissuration est préjudiciable)}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{567.42 \times 10^3}{400 \times 900} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{537.14 \times 10^3}{600 \times 900} = 1,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Avec : ϕl : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : 2 cadres en HA8 Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi l \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 19,5 \text{ cm} \}$$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $St = 13 \text{ cm}$

➤ **La quantité d'armatures transversals:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1,76 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En 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'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	obs
X-X	Appui	393.84	261.42	1.50	0.064	0,0828	0.5	CV
	Travée	271.94	180.51	1.50	0.044	0,0562	0.5	CV
Y-Y	Appui	499.78	327.88	1.52	0.08	0.1044	0.51	CV
	Travée	359.74	236.00	1.52	0.058	0.0747	0.51	CV

Tab 9.10- Vérification des contrainte a l'ELS de la nervure.

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Conclusion Générale

Cette première expérience nous a permis de mettre en évidence les connaissances théorique , générales acquises durant l'ensemble des années d'études et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application .

On a pu aussi déduire que les voiles présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitation .

En effet cette étude nous a donné l'opportunité de comprendre comment on fait une disposition des voiles et de connaître les différents critères à suivre pour arriver à distinguer entre une structure à contreventement mixte et en voiles en appliquent bien sur les conditions exigées par le RPA99 modifié 2003 .

Concernant les logiciels de calculs (**ETABS 9.7.4, AUTOCAD 2015**) ils nous permettent de faciliter l'analyse et le dessin de la structure et aussi de gagner du temps en tenant comme de la sécurité et de la résistance structurale , de la conception et l'exécution, sans oublier le coté économique

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrés au cours de notre projet.

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

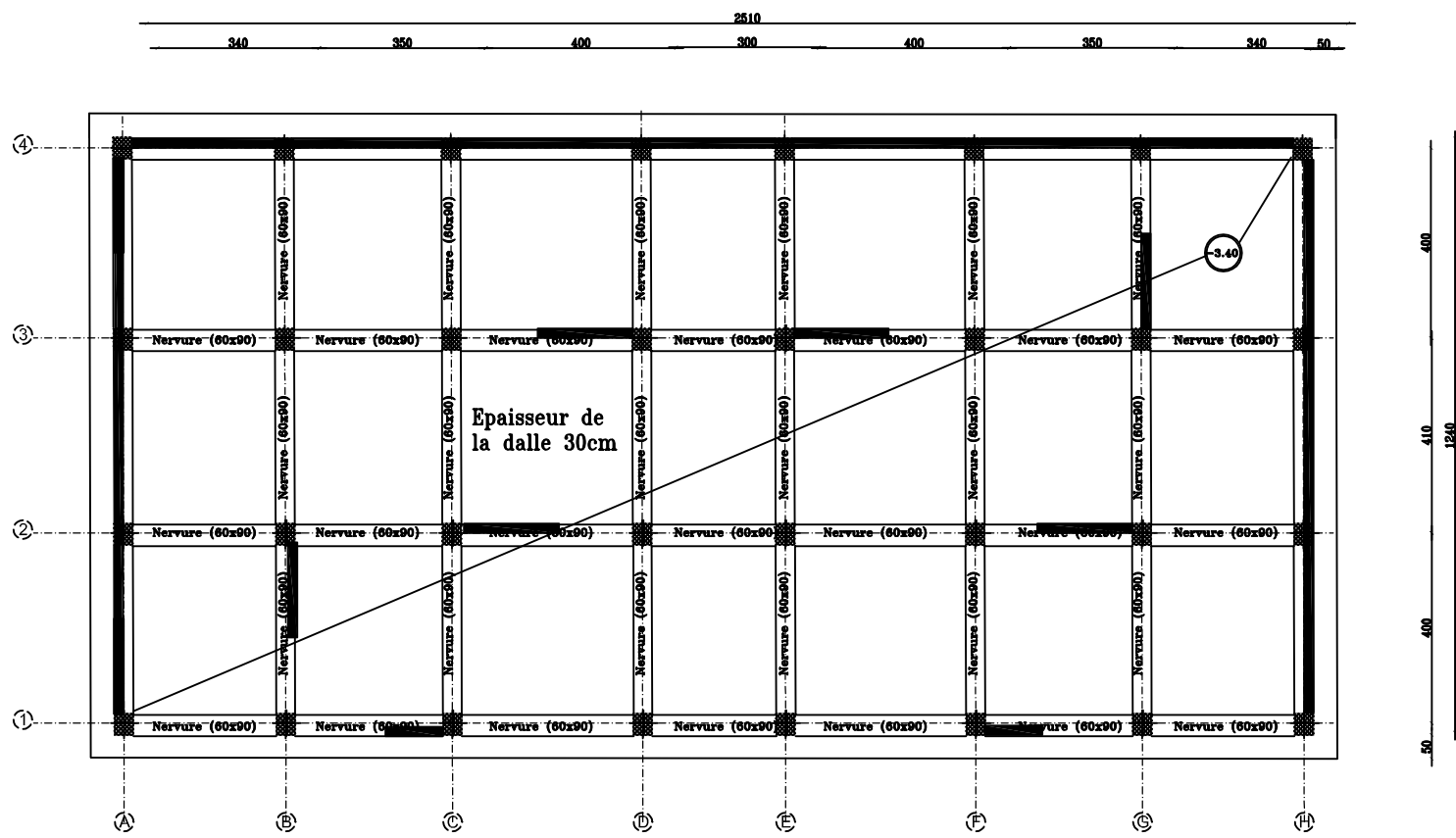
Cours

- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Dynamique des structures.
- ✓ Cours de bâtiment

Logiciels et Programmes

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Paint
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2015

COFFRAGE FONDATION



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 Mr OUTATA MOHAMED
 Mr HADDAK ADEL

COFFRAGE FONDATION

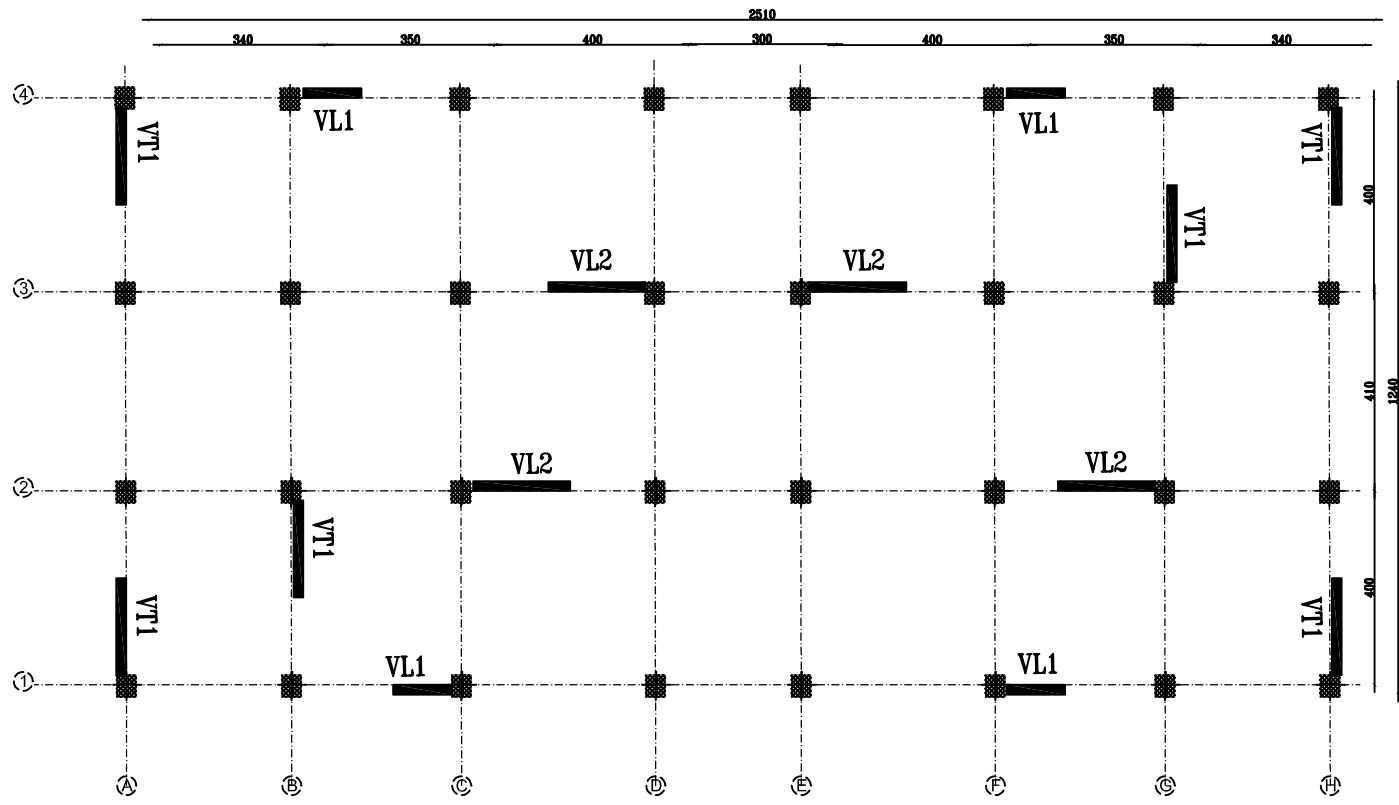
Echelle: 1/50

Dirigé par

Mme ALKAMA

FEVRIER 2022

DISPOSITION DES VOILES



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 Mr OUTATA MOHAMED
 Mr HADDAK ADEL

DISPOSITION
 DES VOILES

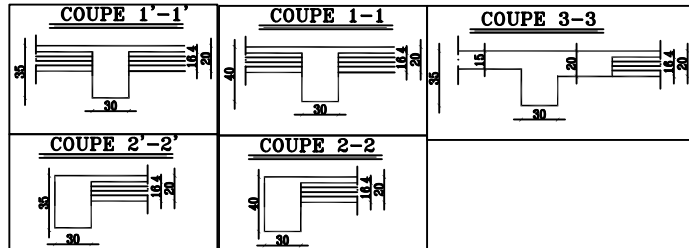
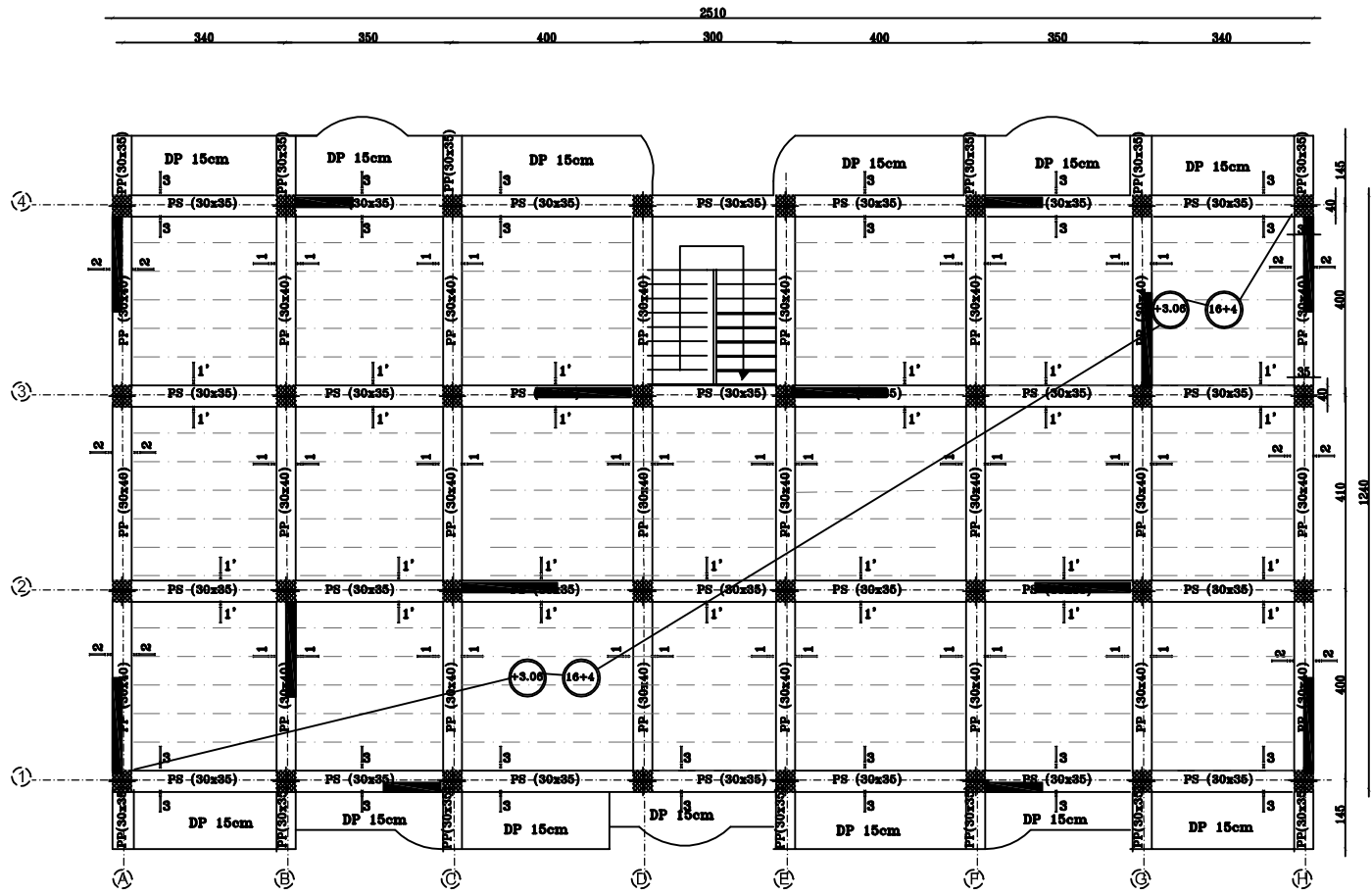
Echelle: 1/50

Dirigé par

Mme ALKAMA

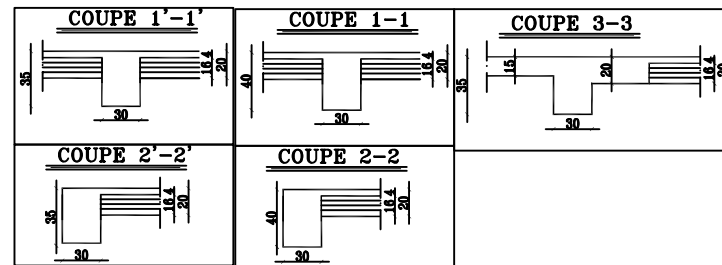
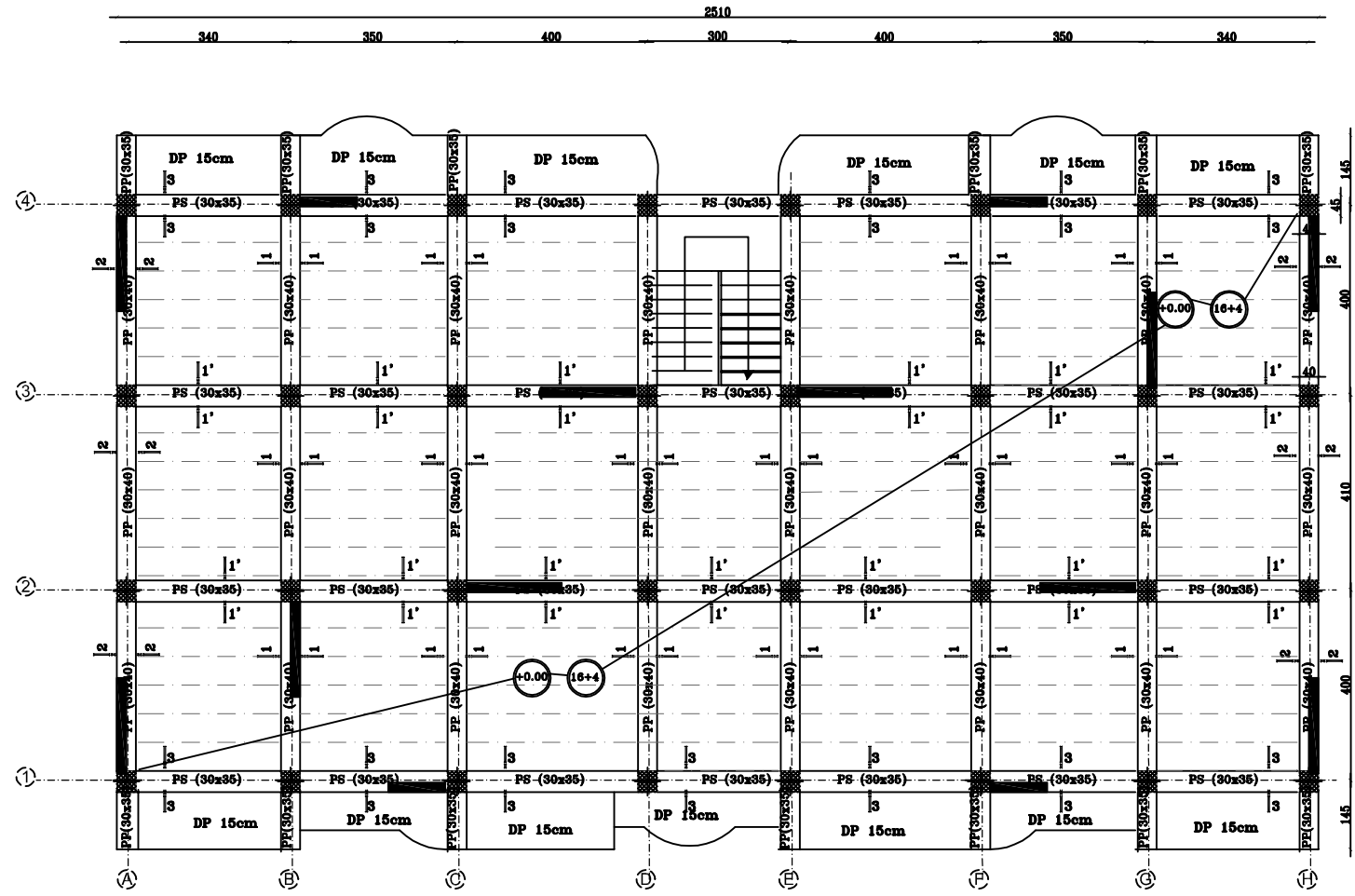
FEVRIER 2022

COFFRAGE & FERRAILLAGE ETAGE COURANT



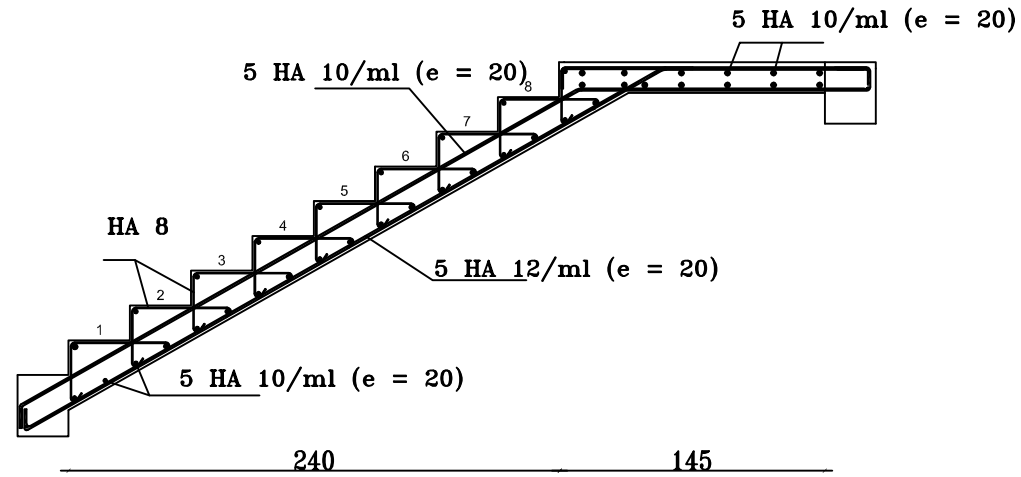
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr OUTATA MOHAMED Mr HADDAK ADEL	Plan de Coffrage étage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	FEVRIER 2022

COFFRAGE & FERRAILAGE RDC NIV+0.00

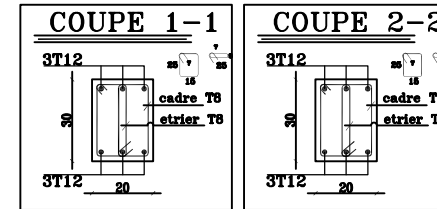
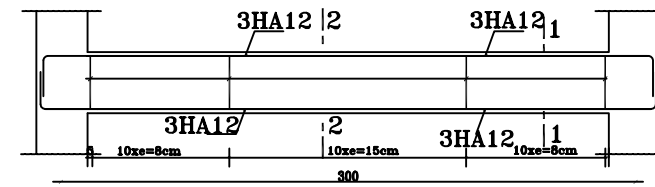


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr OUTATA MOHAMED Mr HADDAK ADEL	Plan de Coffrage RDC	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	FEVRIER 2022

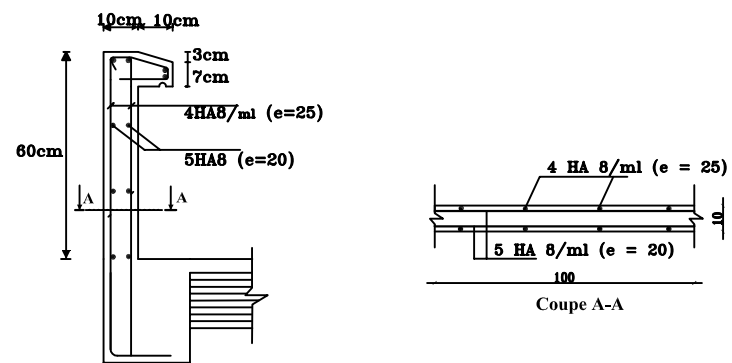
FERRAILLAGE ESCALIER



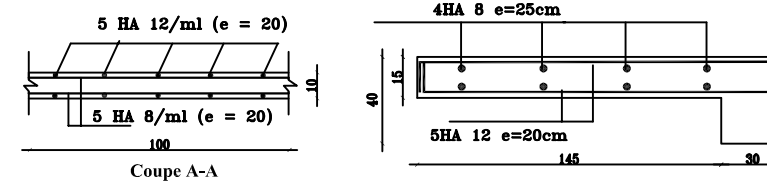
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



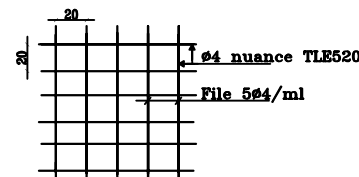
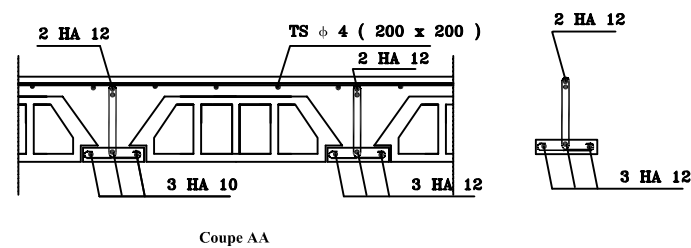
FERRAILLAGE ACROTERE



FERRAILLAGE BALCON

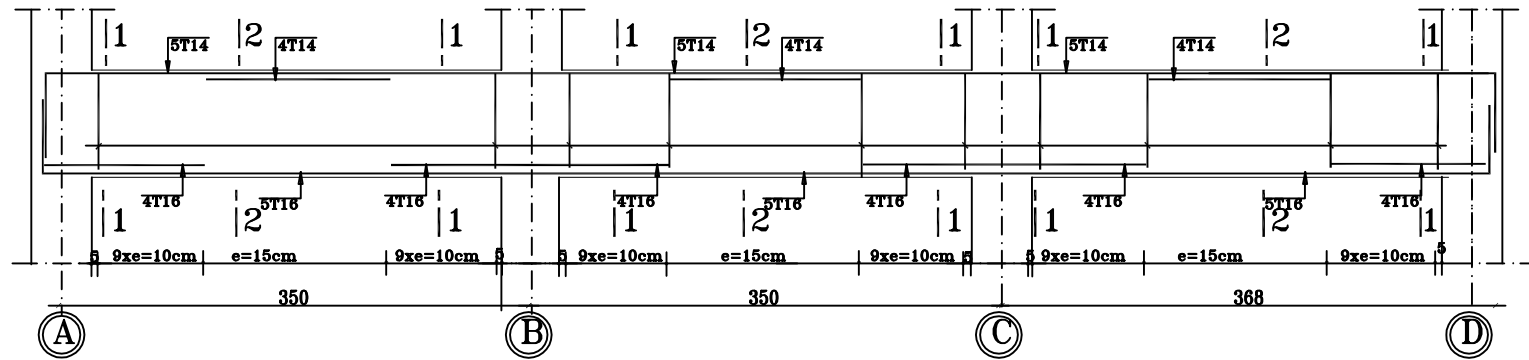


FERRAILLAGE PLANCHER EN CORPS CREUX

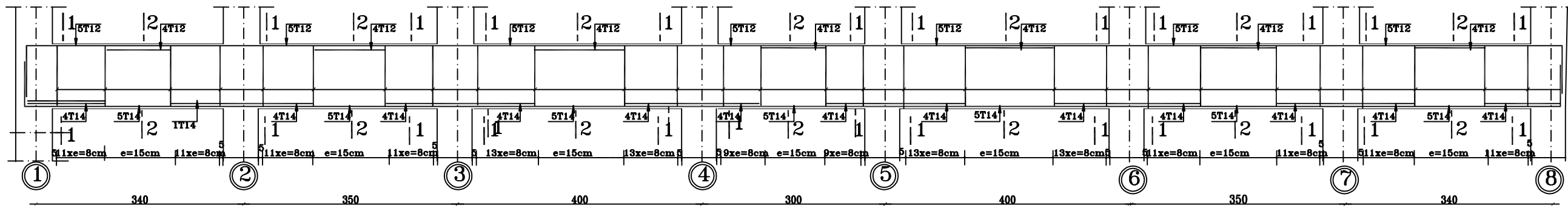


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr OUTATA MOHAMED Mr HADDAK ADEL	Plan de Ferrailage éléments secondaires	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	FEVRIER 2022

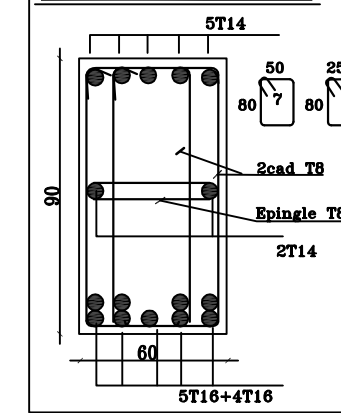
NERVURES SENS TRANSVERSALE (60*90)



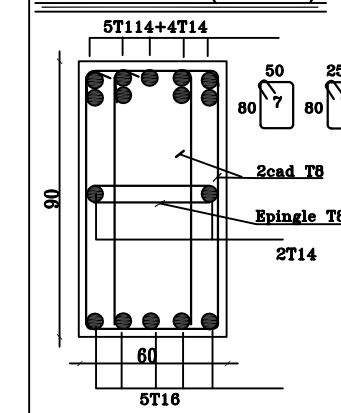
NERVURES SENS LONGITUDINAL (60*90)



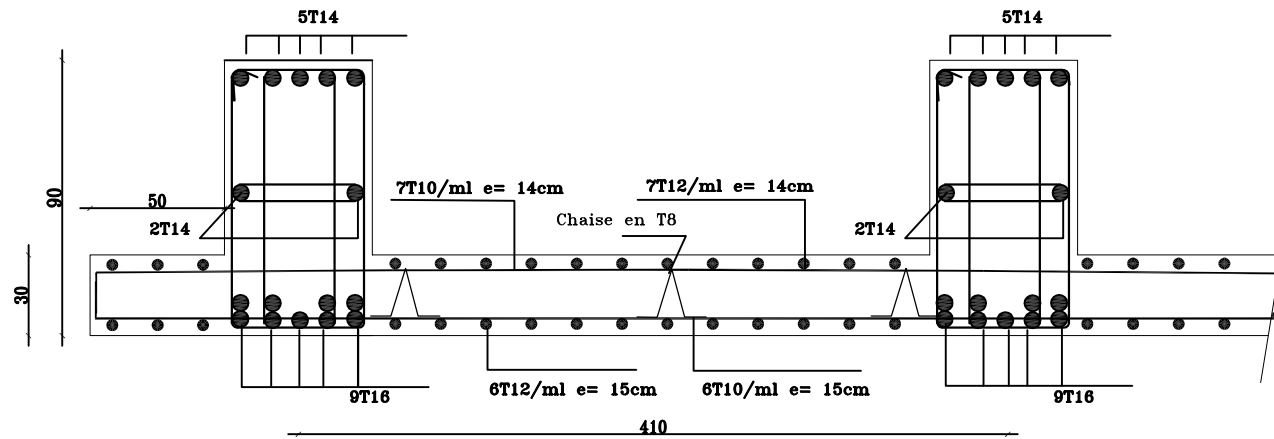
COUPE 1-1 (appui)



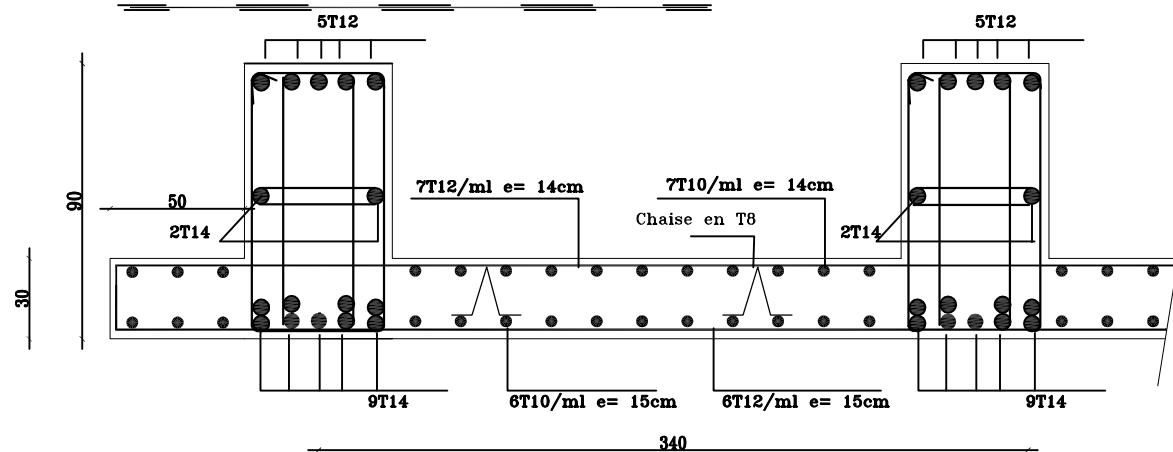
COUPE 2-2 (travée)



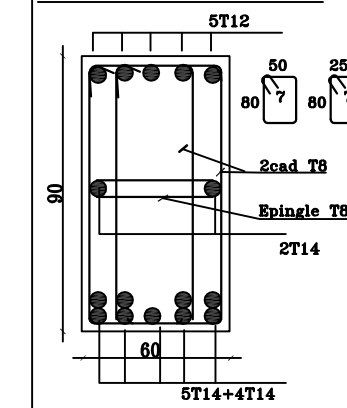
FERRAILLAGE RADIER SENS TRANSVERSAL



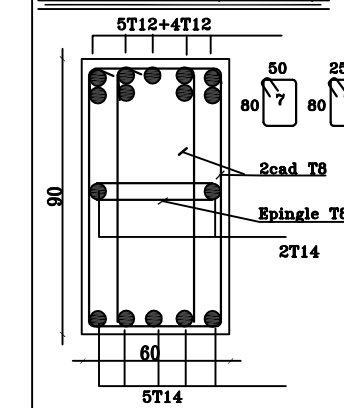
FERRAILLAGE RADIER SENS LONGITUDINAL



COUPE 1-1 (appui)



COUPE 2-2 (travée)



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 Mr OUTATA MOHAMED
 Mr HADDAK ADEL

Plan Ferrailage
 des nervures et radier

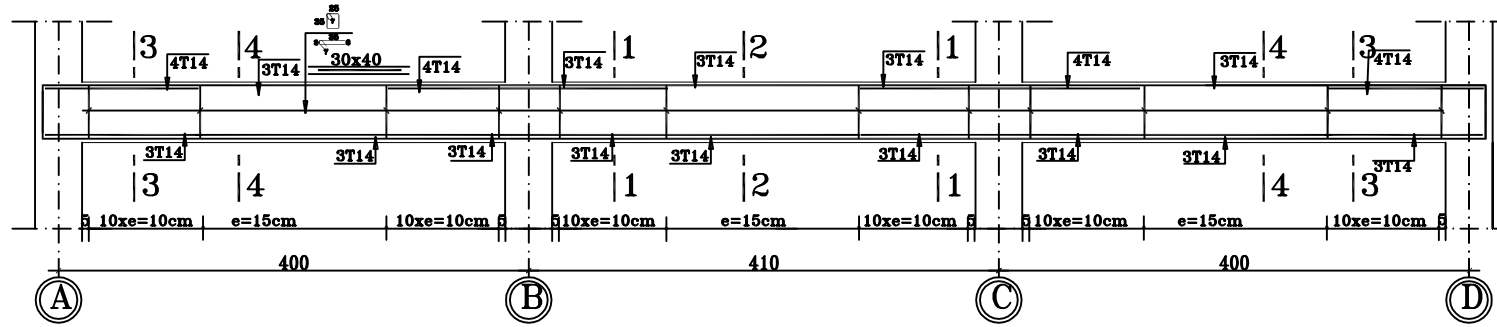
Echelle: 1/50

Dirigé par

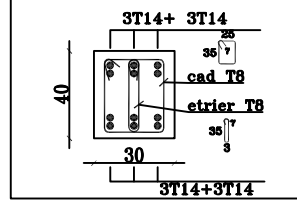
Mme ALKAMA

FEVRIER 2022

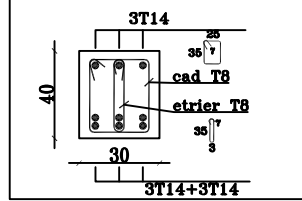
POUTRES PRINCIPALES FILE A (30*40)



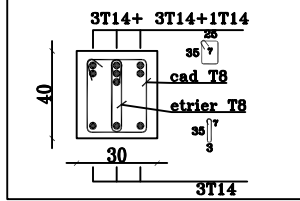
COUPE 1-1 (appui)



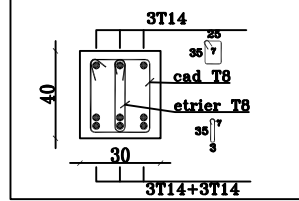
COUPE 2-2 (travée)



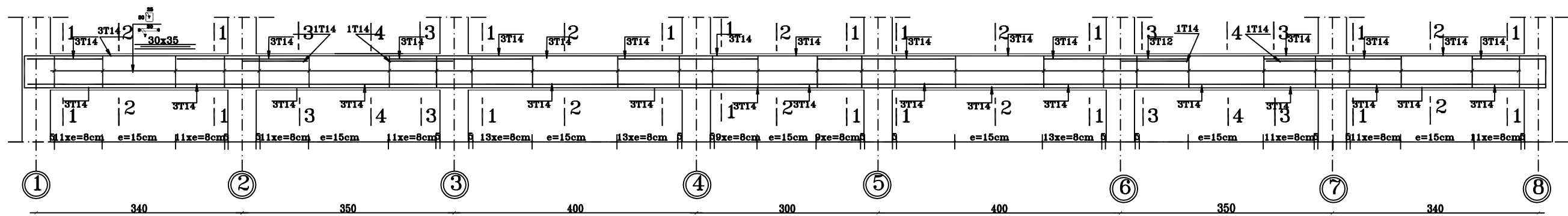
**COUPE 3-3 (appui)
(poutre adhérente au voile)**



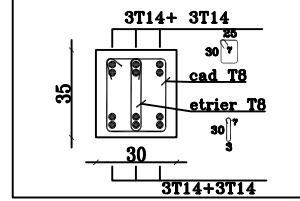
**COUPE 4-4 (travée)
(poutre adhérente au voile)**



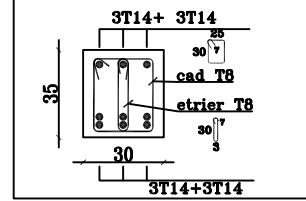
POUTRES SECONDAIRES FILE 01 (30*35)



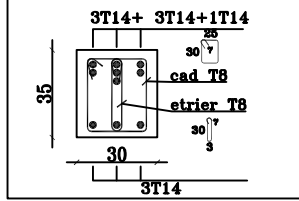
COUPE 1-1 (appui)



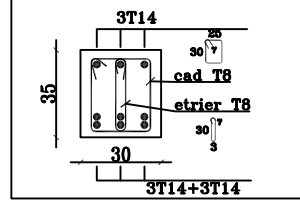
COUPE 2-2 (travée)



**COUPE 3-3 (appui)
(poutre adhérente au voile)**



**COUPE 4-4 (travée)
(poutre adhérente au voile)**



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 Mr OUTATA MOHAMED
 Mr HADDAK ADEL

Plan Ferrailage
 des poutres

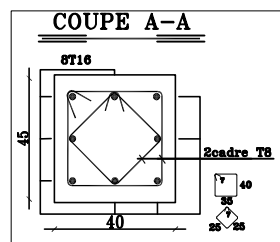
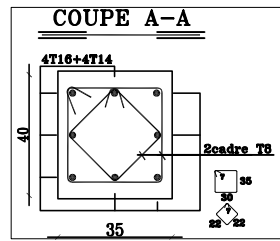
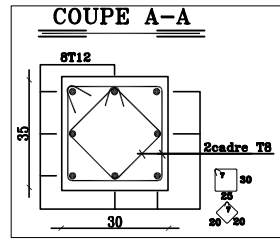
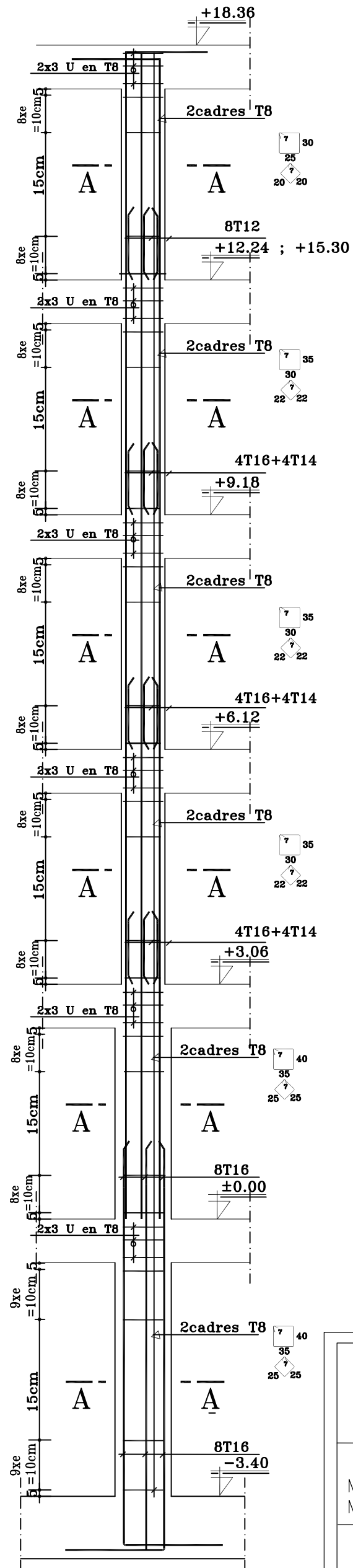
Echelle: 1/50

Dirigé par

Mme ALKAMA

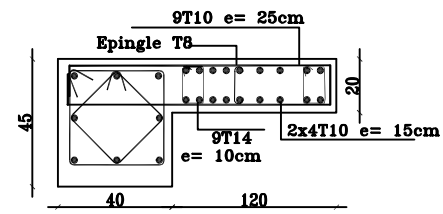
FEVRIER 2022

FERRAILLAGE POTEAUX

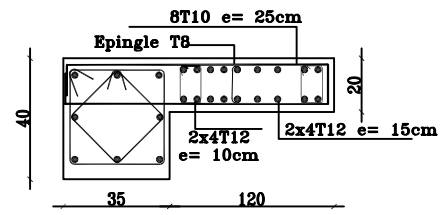


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr OUTATA MOHAMED Mr HADDAK ADEL	Plan Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	FEVRIER 2022

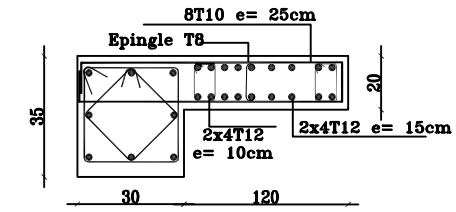
VL1 ZONE I; Sous SOL , RDC.



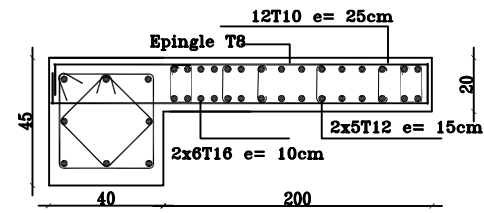
VL1 ZONE II; 1^{er} ETAGE , 2^{ème} ETAGE, 3^{ème} ETAGE.



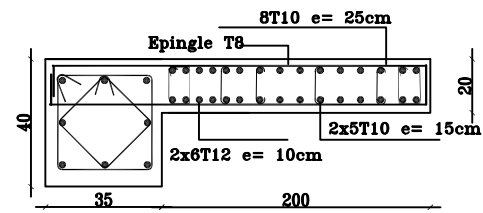
VL1 ZONE III; 4^{ème} ETAGE, 5^{ème} ETAGE.



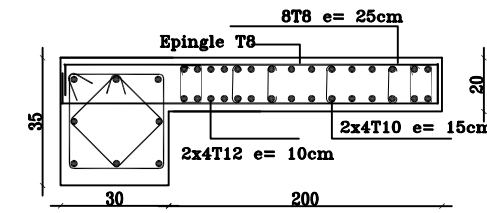
VL2 ZONE I; Sous SOL , RDC.



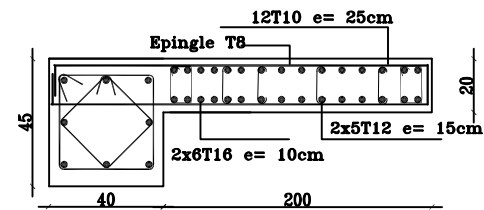
VL2 ZONE II; 1^{er} ETAGE , 2^{ème} ETAGE, 3^{ème} ETAGE.



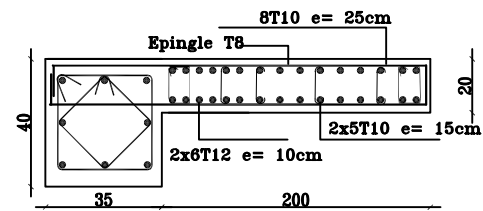
VL2 ZONE III; 4^{ème} ETAGE, 5^{ème} ETAGE.



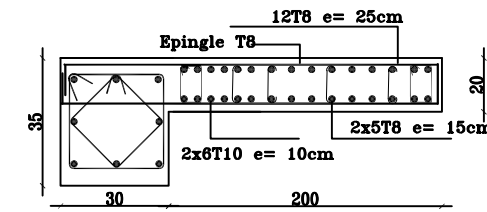
VT1 ZONE I; Sous SOL , RDC.



VT1 ZONE II; 1^{er} ETAGE , 2^{ème} ETAGE, 3^{ème} ETAGE.



VL2 ZONE III; 4^{ème} ETAGE, 5^{ème} ETAGE.



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 Mr OUTATA MOHAMED
 Mr HADDAK ADEL

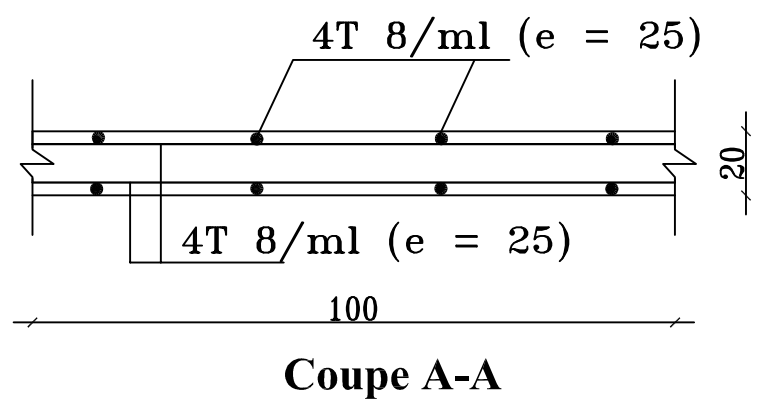
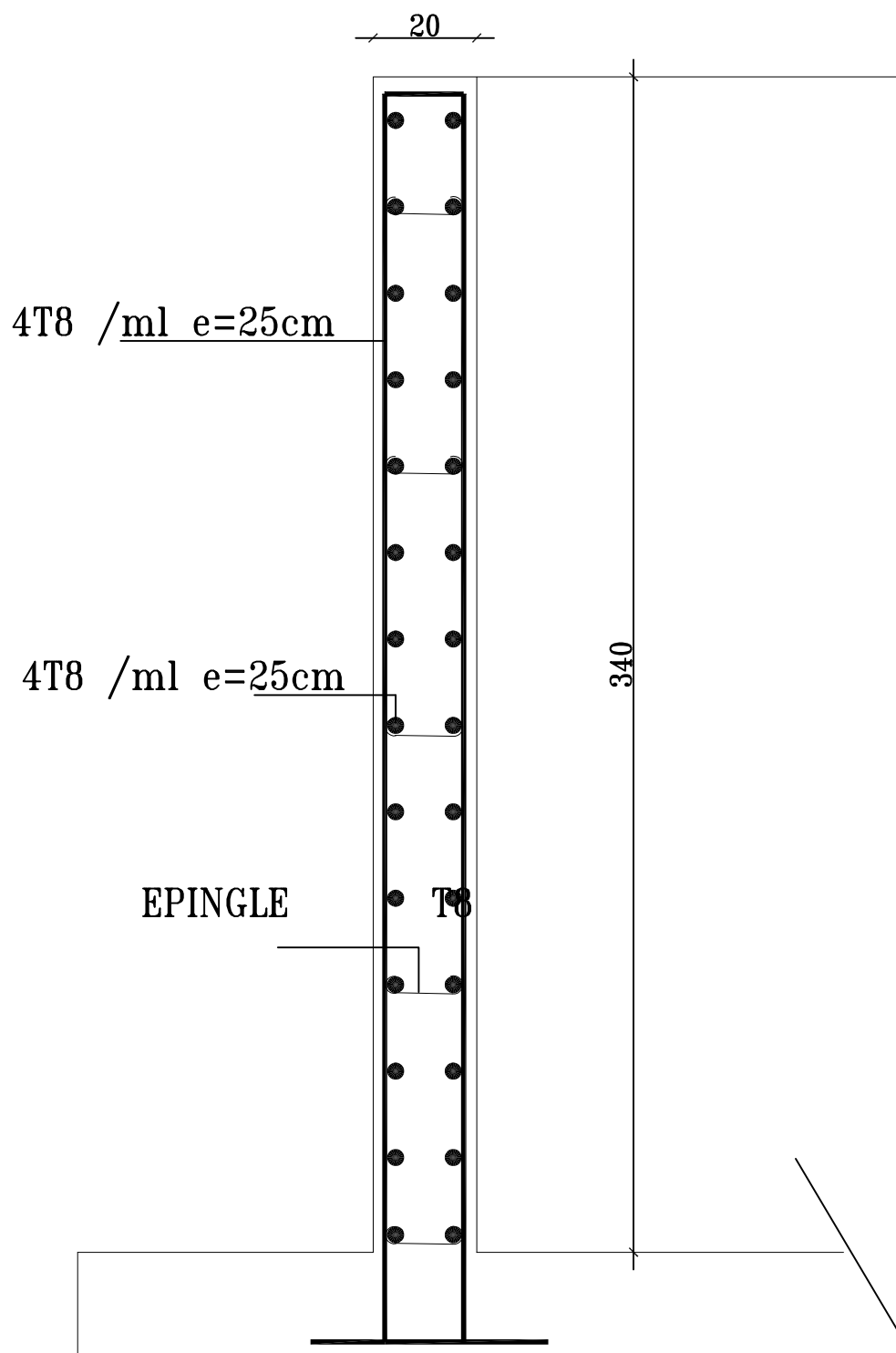
Plan Ferrailage
 des voiles

Echelle: 1/50

Dirigé par

Mme ALKAMA

FEVRIER 2022



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr OUTATA MOHAMED Mr HADDAK ADEL	Plan Ferrailage Mur plaque	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	FEVRIER 2022