

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté génie de construction
Département Génie civil



En vue d'obtention du diplôme
Master
en génie civil

Option : construction civile et industrielle

Thème :

Étude d'un bâtiment (R+9)
À usage multiple avec l'application d'ETABS



Dirigé par :
Mr. MEHADDENE Rachid

Etudié par :
MOUHEB ZOHRA
TOUIL NADJAT

Promotion 2017/2018

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions tout d'abords » DIEU « le tout puissant de nous avoir donnée la santé et le courage d'effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions.

Comme nous tenons à adressées tout autres reconnaissances et notre gratitude à :

- Monsieur « MEHADDENE » notre promoteur, de nous avoir encadré, suivi et orienté au long de notre travail.*
- Nous remercions d'avance, les membres de jury d'accepter d'examiner notre travail.*
- Nous remercions ainsi tous nos amis.*

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail ainsi à toute la promotion 2017 /2018.

ZAHRA et NADJAT

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui à été à mes cotes et ma soutenu durant tout ma vie, et mon père qui à sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon chère frère Mohammed.

A mes chères sœurs Faiza et Wassila.

A mon chère neveu Islam.

A tous mes amies Nadjat, Hayat, Anissa, djamila.....

En fin, je remercie ma chère binôme Nadjat qui à contribué à réaliser ce modeste travail.

Zahra

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotes et ma soutenu durant tout ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chères frères Said et Aymen.

A mes chères sœurs Radia et Samira.

A ma chère niece Chaima.

A toute la famille Bouzourenne et la famille Khettaoui.

A tous mes amies Zohra , Hayat, Anissa, djamila.....

En fin, je remercie ma chère binôme Zohra qui a contribué à réaliser ce modeste travail.

Nadjat

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....13

Chapitre III : Calcul des éléments :

- Acrotère.....27
- plancher..... 34
- balcon.....48
- Escalier.....54
- Poutre palière.....68
- Salle machine.....81
- Dalle pleine.....91

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et vérifications97

Chapitre V : ferrailage des poteaux121

Chapitre VI : ferrailage des poutres133

Chapitre VII : Ferrailage des voiles144

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....156

Bibliographie

Conclusion générale

INTRODUCTION :

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception ; de la réalisation ; de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de conception et d'infrastructures urbaines.

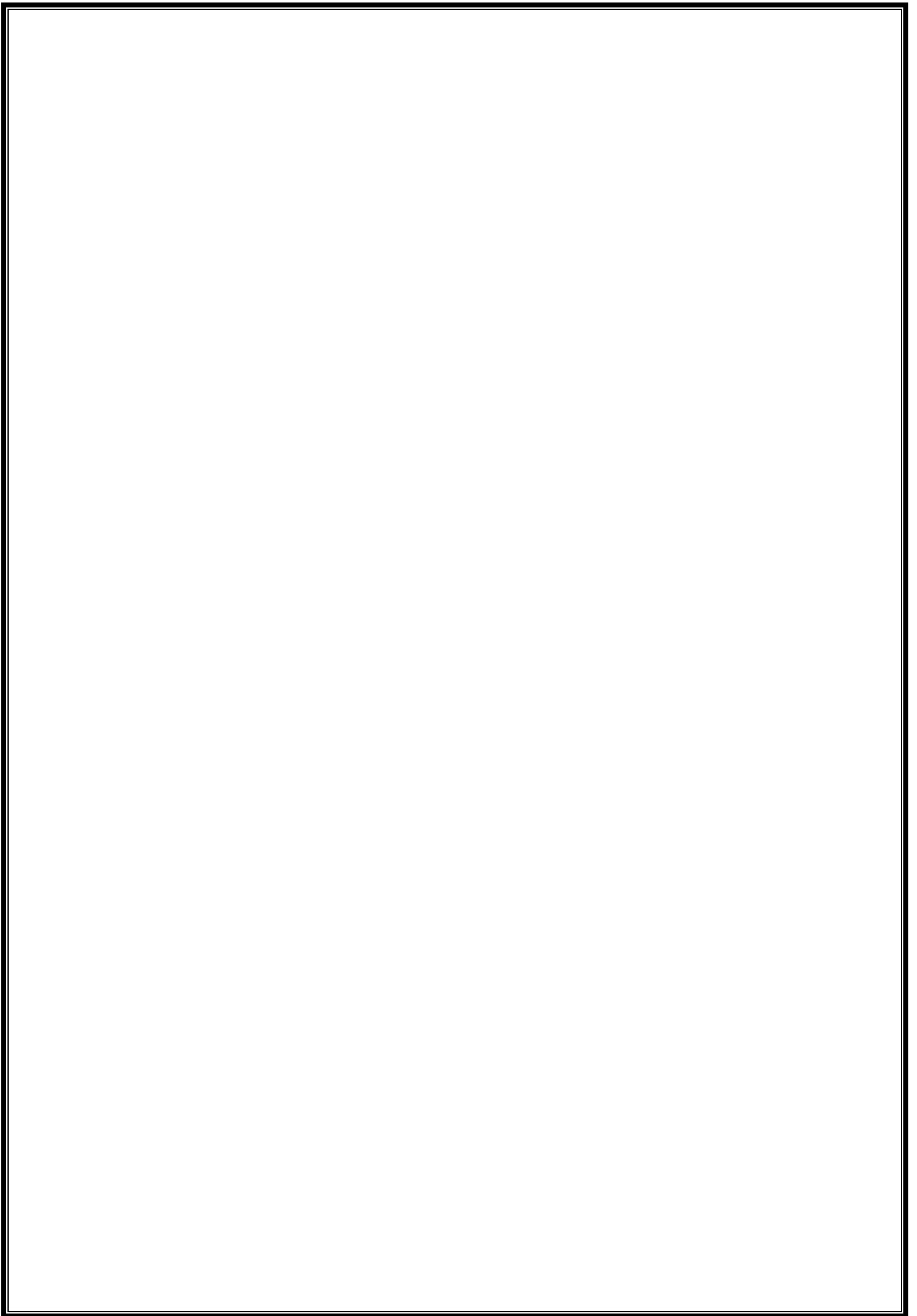
L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

- la superstructure (partie hors terre).
- l'infrastructure (partie enterré).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, planchers ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA) , afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Étant donnée que le calcul manuel de ces éléments est long et difficile, mais il existe des logiciels tels que ETABS ; permettant non seulement d'aboutir à des résultats satisfaisants mais aussi de réduire considérablement le temps de travail.

La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel l'ouvrage est implanté. dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un R+9 étages à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETABS (version 9.7) efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étages .il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure .après les calculs , on passe aux ferraillages des éléments.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution de ferraillage des différents éléments de la construction.



CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE *L'OUVRAGE*

I.1. Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple (habitation et commerce). Ce dernier est constitué d'une structure mixte (portiques et voiles) en béton armé, et composé :

- D'un rez-de-chaussée +1^{er} étage à usage commercial.
- De sept(07) étages à usage d'habitation.
- D'une (01) terrasse.
- D'une (01) cage d'ascenseur.
- De deux (02) cages d'escaliers.

I.2 Situation du projet :

Le bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure a pour dimensions : (voir les plans d'architecture)

Longueur totale :.....	26.00m
Largeur totale :.....	13.70m
Hauteur du R.D.C :.....	04.42m
Hauteur de l'étage courant :.....	03.06m
Hauteur de l'étage 9 :.....	03.06m
Hauteur totale :.....	35.56m
Hauteur de l'acrotère :.....	0.60 m.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

I.4 La réglementation utilisée :

Nos calculs seront conformes aux règles en vigueur, à savoir :

- Règlement parasismique Algerien (**RPA 99, modifié 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91, modifié 99**) .
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**).

I.5. Eléments de l'ouvrage :**I.5.1. Ossature :**

L'ossature du bâtiment est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I.5.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- Fonction d'isolation: les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b) Planchers en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

I.5.3. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les poutres et poteaux.

I.5.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages permettant d'accéder d'un niveau à un autre, composé d'un palier et de paillasse en béton armé, coulés sur place .

I.5.5. La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

I.5.6. Le remplissage (maçonnerie) :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation ou les cloisons seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.5.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.5.8. Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.5.9. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour l'acier.

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange d'agregats (Sable, gravier), de liant (Ciment) et d'eau dans des proportions bien définies et homogènes pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures ; pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus nombreuses et plus divisées. Dans le cas des pièces moyennement ou fortement armées, les dosages usuels oscillent entre 350 et 400 kg de ciment par mètre cube de béton.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés :

- **Ciment** ; appelé aussi liant hydraulique. CPA 325 (ciment portland artificiel 325) avec un dosage de 350Kg/m³.
- **Agrégats** :
 - Sable propre D <5mm..... 366 [Kg/ m³]
 - Gravier 08/15 concassé..... 547 [Kg/ m³]
 - Gravier 15/25 concassé..... 605 [Kg/ m³]
- **Eau** : les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. L'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension dans les proportions suivantes : 2 g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité, 5 g/litre en ce qui concerne les bétons courants.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0.5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

I.6.1.1 .Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton, noté f_{c28} ; dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, A.2.1,11})$$

I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6+0.06 \times 25 = 2.1 \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91,A.2.1,12})$$

I.6.1.3. Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

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

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

I.6.1.4. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de YOUNG:

ν : Coefficient de poisson.

I.6.1.5. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson ν : est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

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

I.6.1.6. Etat limite de contrainte du béton :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (Béton armé aux états limites) basés sur la théorie des états limites.

I.6.1.6.1. Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

a. Etats limites ultimes (ELU) :

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

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

b. Etats limites de service (ELS) :

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

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

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur la figure I-1, avec ;

$0 \leq \varepsilon \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε : raccourcissement du béton.

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

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

Coefficient de sécurité partiel :

$\gamma = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma = 1,5$ situation courante.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

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

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

à 28 jours on a $f_{c28} = 14,2 \text{ MPa}$.

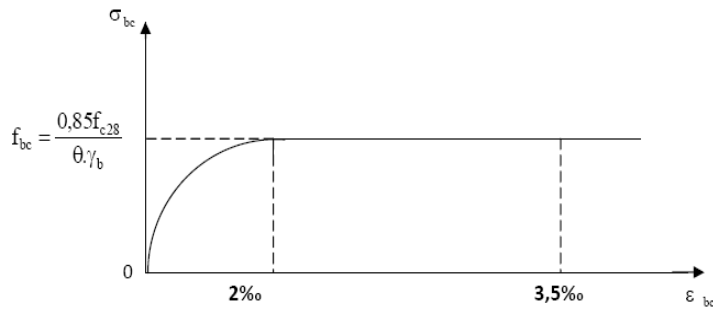


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Pour les calculs à l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} . \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

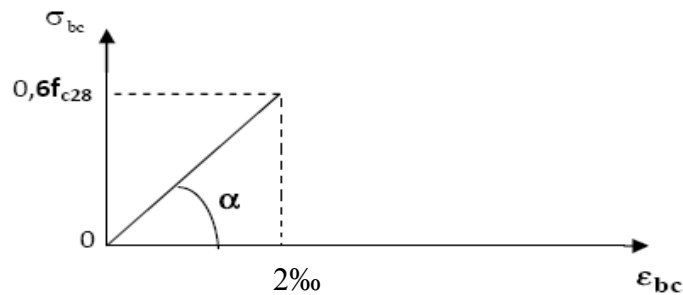


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad (\text{Art. A.5.1, BAEL.91})$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\},$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}.$$

I.6.2. Acier :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- acier à haute adhérence : FeE400

- treillis soudés formés par l'assemblage des barres tréfilées soudées(FeE520)

Fe : limite élastique dans les armatures.

Tableau I.1.Caractéristiques des aciers :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	adhérence FeE400 E235	HA	400	480	14‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520($\phi < 6$)	TS	520	550	8‰	1

I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E=200000 \text{ MPa. (BAEL 91, art A.2.2, 1)}$$

I.6.2.Coefficient de poisson des aciers :

il est pris égal à 0,3.

I.6.2.3. Contrainte limite de l'acier :

a. Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{ES} \leq \varepsilon_{es} \leq 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ES}$$

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

γ_s :	Coefficient de sécurité
$\gamma_s = 1,00$	En situation durable
$\gamma_s = 1,15$	En situation accidentelle
$\gamma_s = 1,50$	En situation courante

b. Contrainte limite de service :

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

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

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\bar{\sigma}_s = f_e \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)}$$

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

Cas des éléments importants ; exposés aux agressions plus sévères que dans les fissurations peu nuisibles

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})] \quad \text{MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} f_e \mid \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right\} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$: pour les aciers HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1,3$: pour les aciers HA de diamètre < 6 mm.

$\eta = 1,0$: pour les ronds lisses.

I.6.2.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

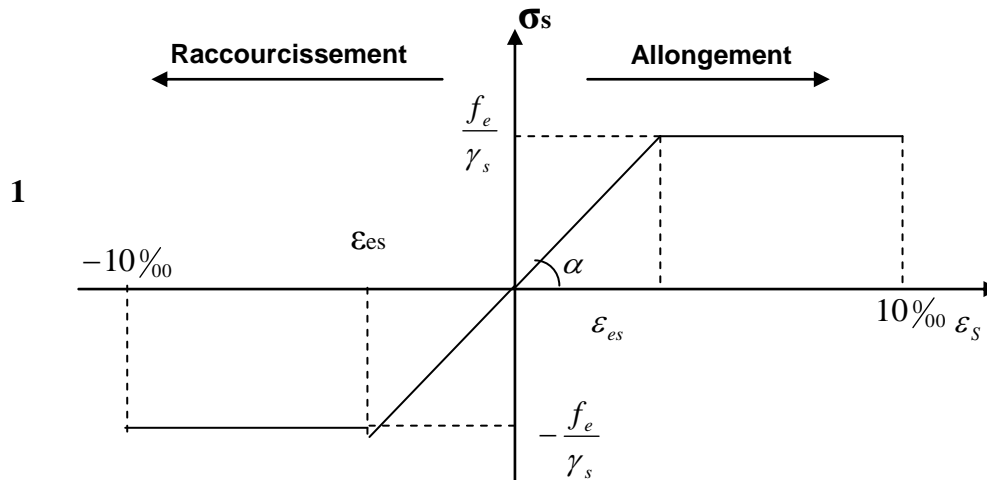


Fig I.3 : *Diagramme contrainte déformation des aciers*

I.6.2.5. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

I.6.2.6. Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\Phi_l \leq h / 10.$$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I.6.2.7. Analyse spectrale :

Dans l'analyse dynamique d'une structure, on peut utiliser la méthode spectrale, qui est une méthode approximative. Cette méthode est beaucoup plus rapide que l'analyse modale, elle utilise le concept de spectre de réponse pour déterminer les réponses maximales de la structure

-Le spectre de réponse :

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation propre ω . Donc pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtiendra plusieurs points sur le graphe qui est nommé spectre de réponse qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

I.6.2.8. Analyse non linéaire :

Dans plusieurs cas pratiques de calcul dynamique d'une structure, les propriétés physiques de cette dernière changent pendant la vibration, par conséquent l'analyse linéaire devient douteuse pour cela on doit recourir à l'analyse non linéaire qui se base sur la technique d'intégration numérique où la réponse totale de la structure s'obtient par l'intégration des réponses dans chaque intervalle de temps en supposant un comportement linéaire dans ces intervalles.

I.6.2.9. Actions et combinaisons d'actions :

a. Les actions :

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tous projets et elle doit être faite avec un grand soin, on distingue :

- Les actions permanentes G :

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres.

-Les actions variables Q :

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

-Les actions accidentelles :

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

b. Combinaison d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

-Situations durable:

ELU : $1.35G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$.

-Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

CHAPITRE II

PRÉ

DIMENSIONNEMENT

DES ÉLÉMENTS

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ces dimensions peuvent changer lors de l'introduction de la charge sismique.

II.2. Les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet les plancher sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la plus petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Pour : $L_{max} = 430 - 25 = 405$ cm

$$h_t \geq \frac{405}{22,5} = 18 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm

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

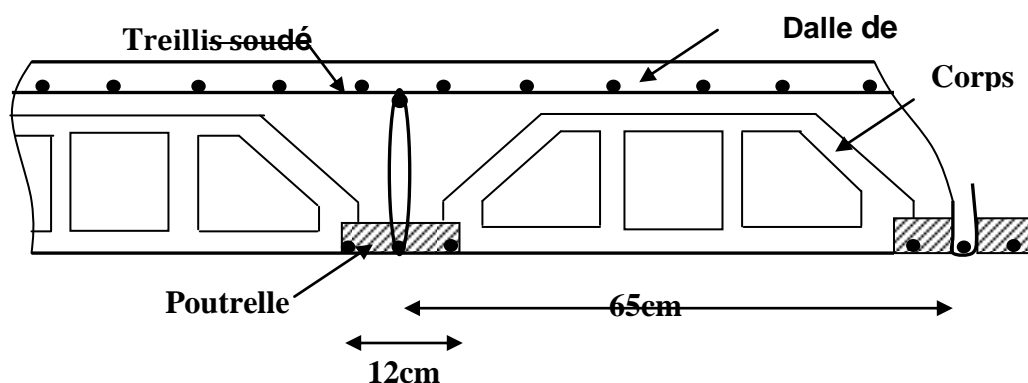


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II.3. Les poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \text{ Largeur: } b \geq 20 \text{ cm.} \\ 2. \text{ Hauteur: } h \geq 30 \text{ cm.} \\ 3. \text{ Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \\ 4. b_{\max} \leq 1.5 + b_1. \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

a). Poutres principales :

- **Hauteur** : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : désigne la portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis.

h_t = la hauteur totale de la poutre.

Pour $L_{\max} = 535 - 25 = 510 \text{ cm}$, on aura :

$$\frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm. On prend: } h_t = 45 \text{ cm.}$$

- **Largeur**: $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm. On prend : } b = 30 \text{ cm.}$

• Vérification des conditions du RPA

D'après l'article 7.5.1 du RPA les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b \leq 4 \quad 1.5 < 4. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

b). Poutres secondaires :

- **La hauteur** : on a $L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h_t \leq 40.5 \text{ cm. On prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

- **La largeur** : $0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm. Pour faciliter le coffrage, on prend : } b = 30 \text{ cm}$

D'après l'article 7.5.1 du RPA les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{ll} h \geq 30 \text{ cm} & 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} & 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b \leq 4 & 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ **Conclusion :**

- **Poutres principales : $(45 \times 30) \text{ cm}^2$.**
- **Poutres secondaires : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$.**

II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

a) Epaisseur [ART 7.7.1 /RPA99 version 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :

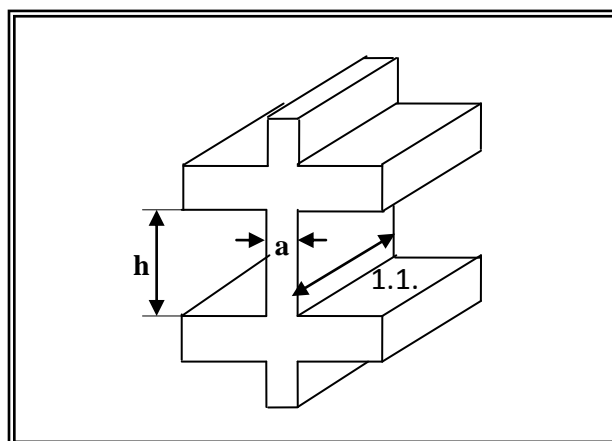


figure II-2 : Coupe du voile en élévation.

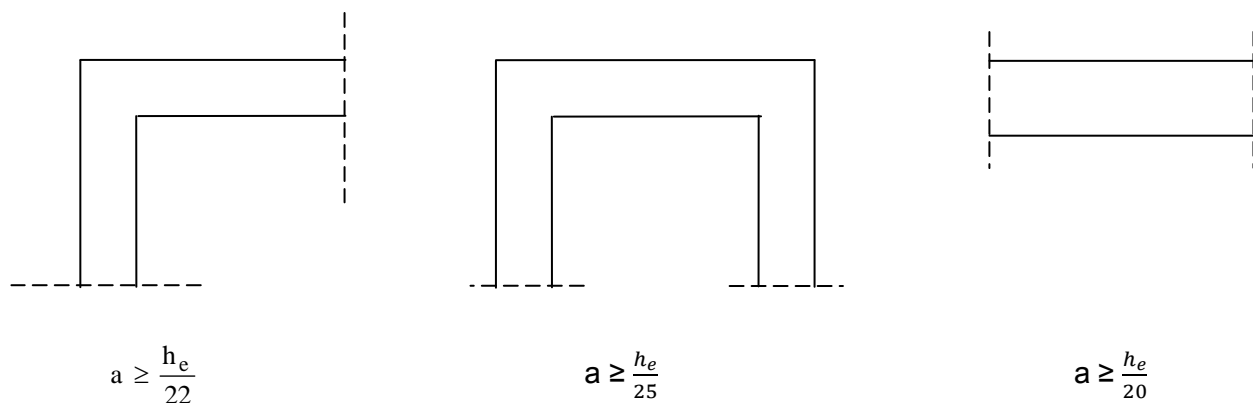


figure II-3 : coupe du voile en plan

Dans notre cas, on prend :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec : } h_e = H - e_{dalle} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} . \text{ On prend une épaisseur : } a = 20 \text{ cm} .$$

b) Largeur minimale du voile

La largeur du voile doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

$$\text{On a : } 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 201 \text{ cm}$$

• Vérification des exigences du RPA :

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 2.01 \text{ m} > 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ m}$ vérifiée

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

II.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

N_{\max} : Effort normal maximal à la base du poteau.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ —————> En zone I et II_a.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$. —————> En zone III et II_b.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

II.5.1.1. Charges permanentes :

II.5.1.1.1. Les planchers :

➤ Plancher terrasse:

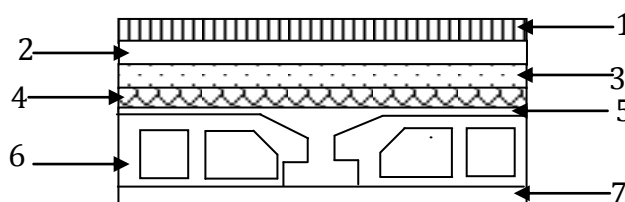


Figure. II.4 : plancher terrasse

❖ Tableau II.1 : Charges revenant au plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	0.17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	0.06	0.12
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	5	0.04	0.20
5	Feuille de poly âne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	0.14	2.80
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
G Total				5.72

➤ Plancher d'étage courant :

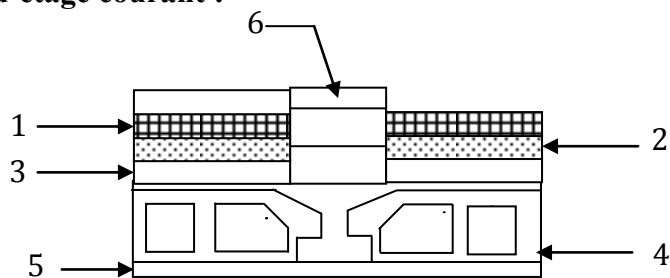


Figure. II.5: Plancher d'étages courants.

❖ Tableau II.2 : charges revenants au plancher courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	3	0.20	0.60
3	Couche de sable	3	0.22	0.66
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	0.14	2.80
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	0.09	0.90
G Total				5.60

II.5.1.1.2. Les Murs :

- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses en double cloisons avec une lame d'air de **5cm**.

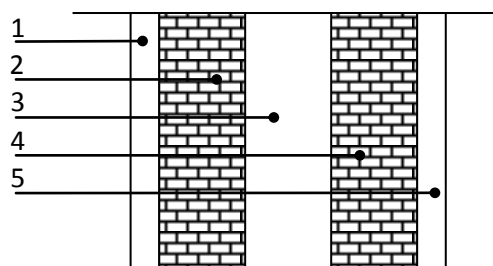


Figure. II.6 : coupe verticale d'un mur extérieur

❖ **Tableau II-3 : charges revenants aux murs extérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	3	0.18	0.54
2	Briques creuses extérieure	15	0.09	1.35
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses intérieur	10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G Total				2.99

- **Murs intérieurs :** Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

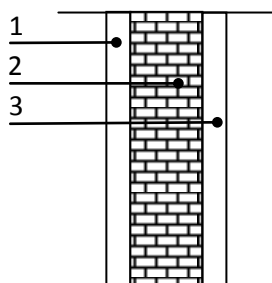


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur.

❖ **Tableau II.4 : Charges revenants aux murs intérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	10	0.09	0.90
3	Enduit plâtre	2	0.10	0.2
G Total				1.46

❖ **Tableau II.5 : charges revenants aux murs de séparation entre 02 logements:**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	20	0.09	1.80
3	Enduit plâtre	2	0.10	0.2
G Total				2.36

II.5.1.2. Les surcharges d'exploitations (DTR2.2) :

Elément	Surcharges
Plancher – terrasse	1.00
Plancher – étage courant	1.50
Plancher RDC +service	2.50
Escalier	2.50
Salle machine	1.00

II.5.2. Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage:

Les règles de BAEL 91 ; modifié 99, nous recommandent une dégression de charge d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

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

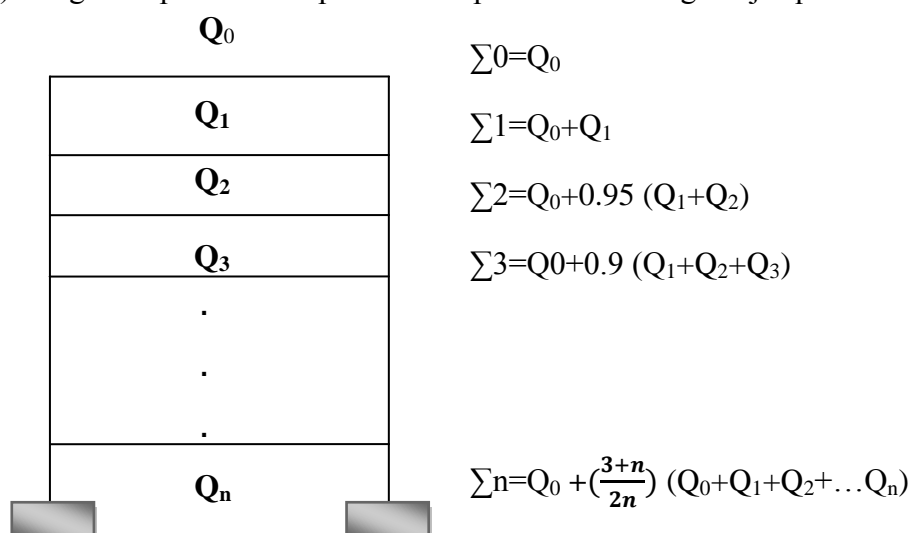


Figure. II.8 : Loi de dégression des surcharges

II.5.3.Descente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d'influence.

II.5.3.1.Surface d'influence du plancher revenant au poteau :

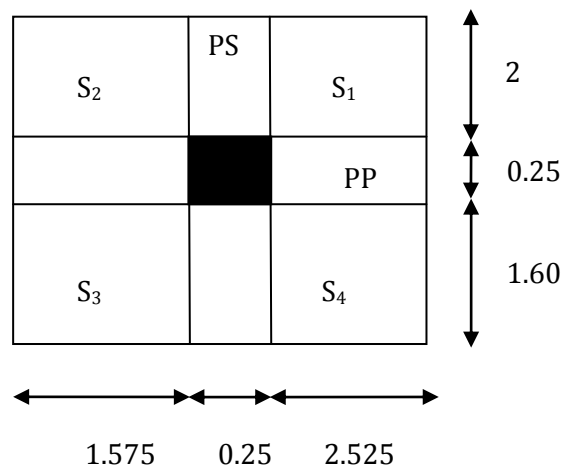


Figure .II .9 : Représentation de la surface revenante poteau .

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

$$S = (2 \times 2.525) + (2 \times 1.575) + (1.575 \times 1.60) + (2.525 \times 1.60)$$

$$= 14.76 \text{ m}^2$$

$$S' = 0.25(2.525 + 1.575) + 0.25(1.60 + 2)$$

$$S' = 1.925 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{totale}} = S' + S$$

$$S_{\text{totale}} = 16.69 \text{ m}^2.$$

II.5.3.2.Calcul des poids propres :

➤ Poids propre des planchers :

- **Poids propre du plancher terrasse :**

$$G_{\text{pt}} = G_t \times S = 5.72 \times 16.69 = 95.5 \text{ KN}.$$

- **Poids propre du plancher étage courant :**

$$G_{\text{pc}} = G_c \times S = 5.60 \times 16.69 = 93.5 \text{ KN}.$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 4.1) \times 25 = 13.84 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3.60) \times 25 = 9.45 \text{ KN.}$$

Donc le poids propre total des poutres est :

$$P_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 23.29 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont données par le RPA min $(b, h) \geq 30\text{cm}$ pour la **ZONE II** pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **$b = h = 30 \text{ cm}$**

- **Poids des poteaux RDC :**

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.42 = 6.9\text{K}$$

- **Poids des poteaux des étages courants et d'étage 09 :**

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

II.5.3.3.Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

terrasse	$Q_{10} = Q_0 = 16.69$
Etage9	$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 41.73$
Etage8	$Q_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 64.26$
Etage7	$Q_7 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 84.28$
Etage6	$Q_6 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 101.81$
Etage5	$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 116.83.$
Etage4	$Q_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 129.35$
Etage3	$Q_3 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 141.11$
Etage2	$Q_2 = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 154.28$
Etage1	$Q_1 = Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = Q_0 + 0.666 (8Q_1 + Q_9) = 177.87$
RDC	$Q_{RDC} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$ $= Q_0 + 0.65 (8Q_1 + Q_9 + Q_{10}) = 201.11$

❖ Tableau II.7: descente de charges sur le poteaux :

NIV	Charges permanents (KN)					Charges d'exploitations		Effort normal	Section de Poteau	
	G Plancher	G Poutres	G Poteaux	G total	G _C	Q	Q _C	N _s =G _C +Q _C	S Trouvée	S Adoptées
10	95.5	23.29	4.78	123.57	123.57	16.69	16.69	140.26	93.50	35x35
09	93.5	23.29	4.78	121.57	245.14	41.73	58.42	303.56	202.37	35x35
08	93.5	23.29	4.78	121.57	366.71	64.26	122.68	489.39	326.26	35x35
07	93.5	23.29	4.78	121.57	488.28	84.28	206.96	695.24	463.49	40x40
06	93.5	23.29	4.78	121.57	609.85	101.81	308.77	918.62	612.41	40x40
05	93.5	23.29	4.78	121.57	731.42	116.83	425.6	1157.02	771.35	40x40
04	93.5	23.29	4.78	121.57	852.99	129.35	554.95	1407.94	938.63	45x45
03	93.5	23.29	4.78	121.57	974.56	141.11	696.06	1670.62	1113.75	45x45
02	93.5	23.29	4.78	121.57	1096.13	154.28	850.34	1946.47	1297.65	45x45
01	93.5	23.29	4.78	121.57	1217.7	177.87	1028.21	2245.91	1497.27	50x50
RDC	93.5	23.29	6.90	123.69	1341.39	201.11	1229.32	2570.71	1713.80	50x50

Remarque : Les sections déterminées par le pré-dimensionnement sont très faibles, on opte alors pour des sections obtenus à travers les expériences des projets réalisés.

a) Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) \geq 25 cm.....en zone I et II_a
- Min (b, h) \geq 30cm.....en zone II_b et III
- Min (b, h) \geq h_e / 20
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

• Les sections choisis sont :

- ✓ 50 × 50 cm² toute les conditions sont vérifiées.
- ✓ 45× 45cm² toute les conditions sont vérifiées.
- ✓ 40×40 cm² toute les conditions sont vérifiées.
- ✓ 35× 35 cm² toute les conditions sont vérifiées.

a) Vérification 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. Pour éviter le flambement des poteaux, il faut que leurs élancements vérifiés la condition suivante :

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$.

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

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

- **Poteaux du RDC**

$$L_0 = 442 - 25 = 417 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 397}{50} = 19.25 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 1^{ère} étage**

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 261}{50} = 12.65 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 261}{45} = 14.06 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 5^{ème} au 7^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 261}{40} = 15.82 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 8^{ème} au 9^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 261}{35} = 18.08 \text{ cm} < 50$$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.6.Conclusion :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Les Planchers en corps creux :** (16+4) cm
- **Les Poutres principales :** $b = 30$ cm.
 $h_t = 45$ cm.
- **Les Poutres secondaires :** $b = 30$ cm.
 $h_t = 35$ cm.
- **Les Poteaux :**
 RDC, 1^{er} étage : 50×50 cm².
 2^{eme}, au 4^{eme} étages : 45×45 cm².
 5^{eme} au 7^{eme} étages : 40×40 cm².
 8^{eme} et 9^{eme} étage: 35×35 cm².
- **Les Voiles :** épaisseur $e = 20$ cm

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

Introduction :

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers et la poutre palière;
- La salle machine ;
- Les balcons ;
- Les planchers à corps creux.

III-1 l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids G propre et à une surcharge horizontale ($Q = 1\text{KN/ml}$) due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

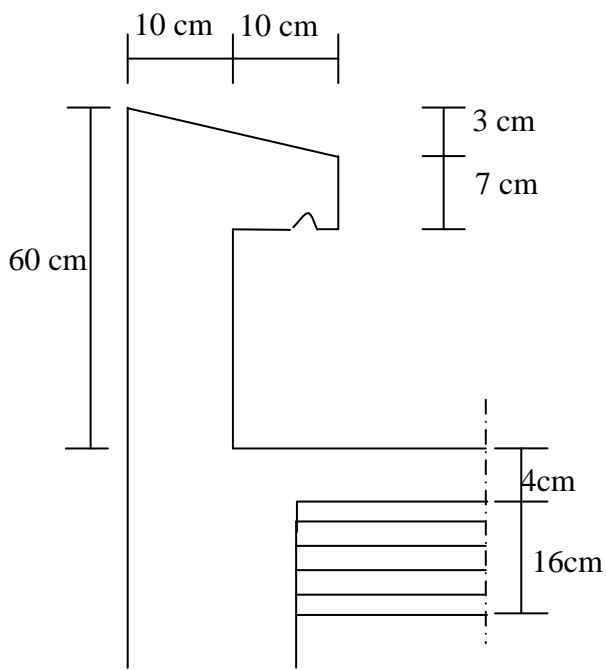


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

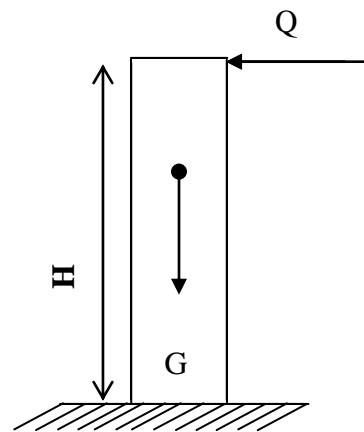


Figure III.2 : Schéma statique.

III-1-1 Calcul des sollicitations

- **Effort normal du au poids propre**

$$G = S \times \rho$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.03 \times 0.2) / 2 = 0.067 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } G = 0.067 \times 25 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$\rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3$$

S : Section transversale

- **Effort normal**

$$N = G = 1.675 \times 1 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- **Effort horizontal**

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

- **Moment de renversement M du à l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

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

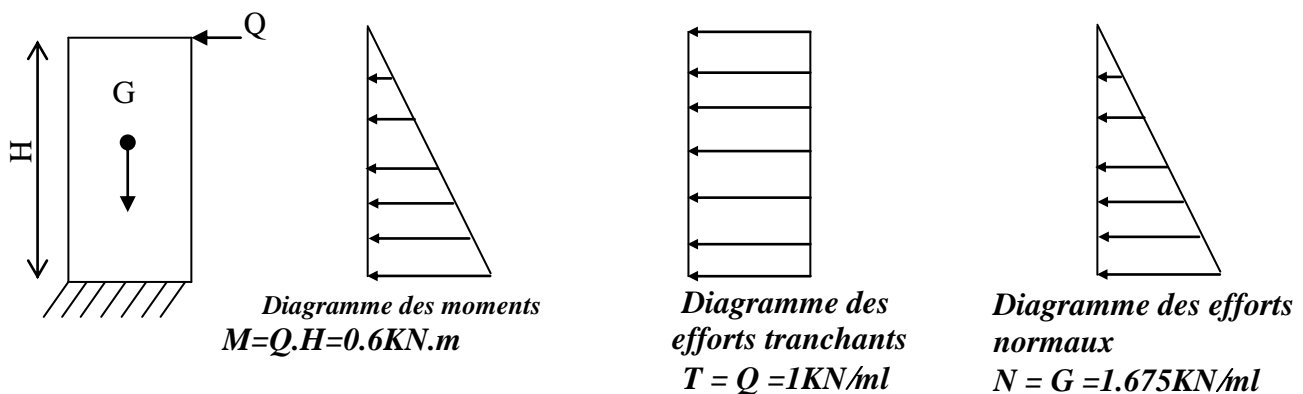


figure III-3 : diagramme des efforts internes.

III-1-2 Combinaison de charges**a) A L'ELU**

La combinaison est : $1.35.G + 1.5.Q$

- **Effort normal du à G**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 2.26 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KN.m}$$

b) A L'ELS

La combinaison est : G + Q

- **Effort normal de compression**

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

- **Moment de flexion :**

$$M_s = M_Q = 0,90 \text{ KN.m}$$

III-1-3 calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m}$.

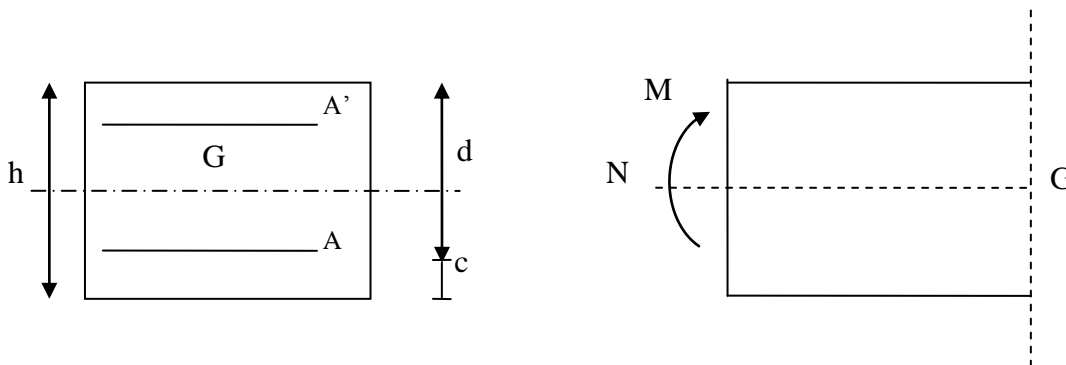


figure III-4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

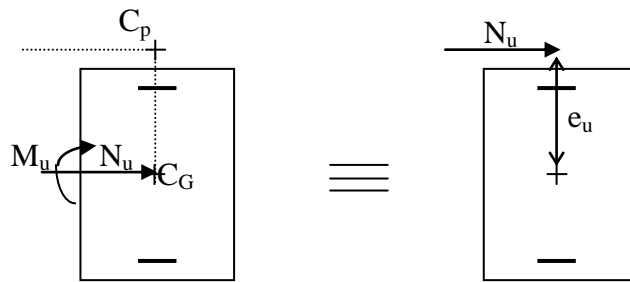
III-1-3-1 Calcul à L'ELU :
a) calcul de l'excentricité :

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = M_u / N_u = 0.90 / 2.26 = 0.398 \text{ m} > h/2 - c = 0.02 \text{ m}.$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).



b) calcul en flexion simple :

Le moment fictif est donnée par :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.26 \times 0.02 = 0.945 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 0.945 \text{ KN.m}$$

• Calcul de μ

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.945 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1.42} = 0.013 < 0.392$$

$\mu_b = 0.013 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée ; $\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ cm}^2$$

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0.390 - \frac{2.26}{34.8} = 0.325 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2) vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) : (BAEL91/ Art 4.2.1)

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\text{HA6 /ml} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.13}{4} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA6/ml $\Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

• Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN/cm}^2 = 0,02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1,3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 7,54} = 0,32 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

III-1-4) vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

▪ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 7} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \Rightarrow \beta_1 = 0,934$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10}{0,934 \times 7 \times 1,13} = 0,812 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

▪ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{60,76} \times 0,812 = 0,013 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4-1) du RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,3$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 1,175 \text{ KN/mL}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,30 \times 0,15 \times 1,675 = 0,30 \text{ KN/mL} < Q = 1 \text{ KN/mL.}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

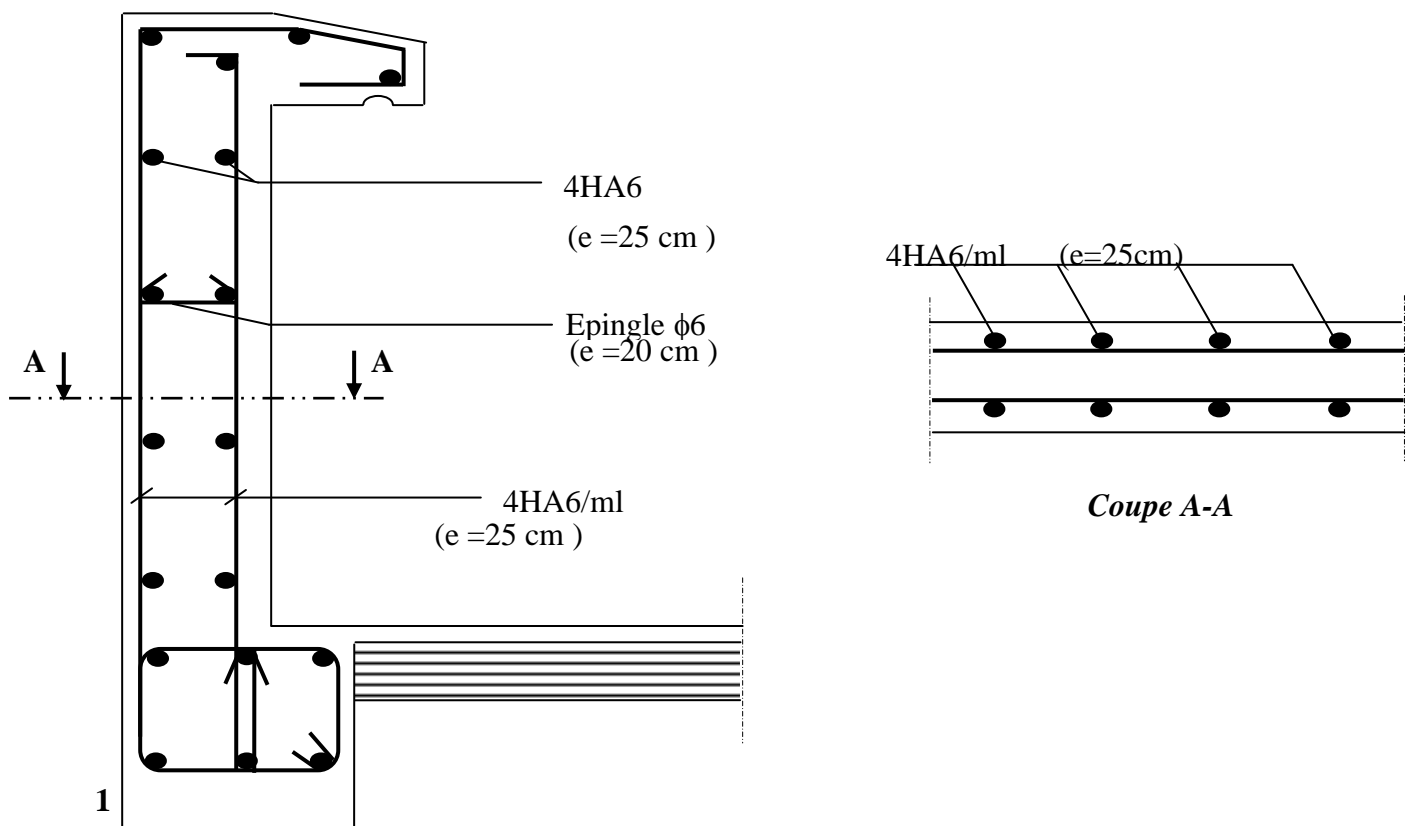


figure III-5: Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Calcul des planchers :**III.2.1. Introduction :**

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- limiter le risque de fissuration par retrait.
- résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.

III.2.2 .Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) de limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa et dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.
 - $A_{//} = A_{\perp} / 2$

III.2.3 .Ferrailage de la dalle de compression :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

Dans notre cas $L = 65$ cm (entre axes de deux poutrelles voisines)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

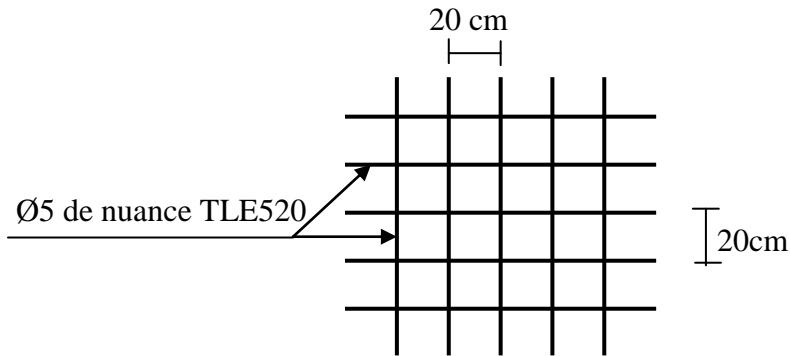


Figure.III.6: Ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$ mm².

III.2.4. Les poutrelles :**III.2.4. 1. Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

Étape I : Avant coulage de la dalle

La poutrelle est considérée comme une poutre de section (12×4) cm², simplement appuyée sur ces deux extrémités.

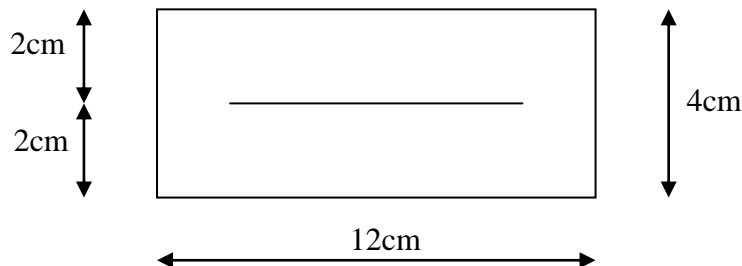


Figure.III.7 : Schémas des poutrelles.

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier ;

- Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$$

- Poids du corps creux

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ ml}$$

- Poids totale

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

Combinaison d'actions à l'ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$Q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.00) = 2.50 \text{ KN/ml.}$$

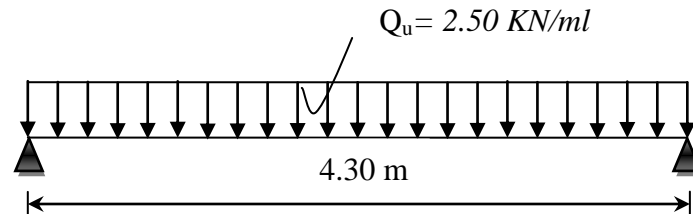


Figure III.8 : chargement de la poutrelle à l'ELU

1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

• Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2,5 \times (4.3)^2 / 8 = 5.78 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = q.L / 2 = 2,5 \times 4.3 / 2 = 5.38 \text{ kN}$$

2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.512 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 6.62$$

$$\mu_u = 6.62 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

• Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles. (espacements entre étais : 80 à 120 cm).

Etape II : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- poids de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,38 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4,62 \text{ KN/ml}$

III-2.5 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- {

Méthode forfaitaire.

Méthode de CAQUOT.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :**a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- 1) – la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN
 $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}$
 $Q = 0,975 \text{ KN} < 2G = 7,28 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée
- 2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées $\dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 4.30 / 3.50 = 1.22 \\ L_i / L_{i+1} = 3.50 / 4.25 = 0.82 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements $\dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, **donc la méthode forfaitaire est applicable.**

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

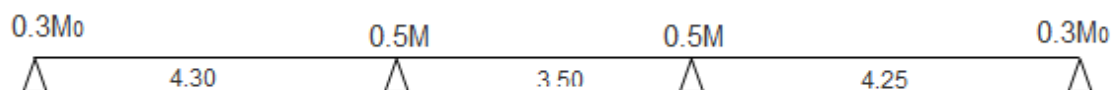
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.



d) Application de la méthode

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,64} = 0,27$$

•Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $M_0 = 6,38 \times \frac{(4.3)^2}{8} = 14.75 KN.m$

Travée 2-3 : $M_0 = 6,38 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 9.78 KN.m$

Travée 3-4 : $M_0 = 6,38 \times \frac{(4.25)^2}{8} = 14.40 KN.m$

• calcul des moments :

• Aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_0 = -4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 M_0 = -7.38 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 M_0 = -7.2 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3 M_0 = -4.32 \text{ KN.m}$$

• En travée :

-Travée (1-2) :

$$M_t = 10.04 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_t = 5.29 \text{ KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_t = 9.80 \text{ KN.m}$$

Avec : $\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6405$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,5405$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,081$$

e) Calcul des efforts tranchants

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Avec :

T_w : Effort tranchant de l'appui gauche

T_e : Effort tranchant de l'appui droit

Travées (KN)	1-2	2-3	3-4
T_w	14.40	11.11	12.88
T_e	-13.03	-11.21	-14.24

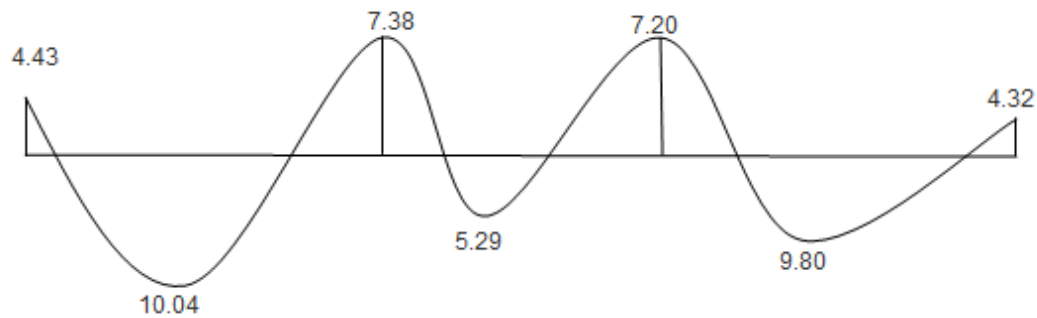
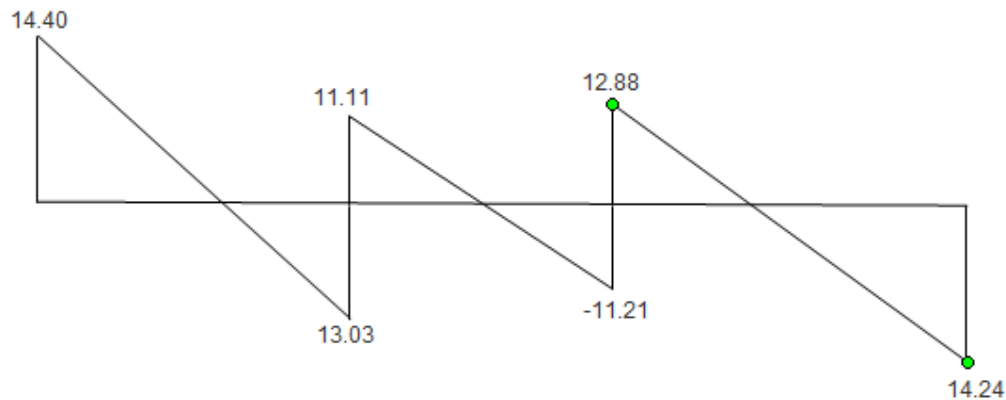


Fig III.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



-Fig.III.10. Diagramme des efforts tranchants à l' ELU

III-2.6 Calcul des armatures :

III-2 .6.1 Calcul à ELU

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 10.04 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0.65 x 0.04 x (0.18 - 0.04/2) x 14.2 x 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KNm}$$

$$M_{\max}^t \leq M_0 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée .

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10.04 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.38 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.38 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

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

On choisit un cadre de $\phi = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 2 \text{ RL6} = 0.57 \text{ cm}^2$

• L'espacement des cadres :

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

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{2,35 \times 400}{12 \times 0,4} = 195,8 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

III-2.7 Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 x d} = \frac{14,40 \times 10}{18 \times 12} = 0,67 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{14,4 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 10} = 2,83 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

4) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l = 0,4 \times 35,21_s = 14,08 \text{ cm}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 14,40 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

➤ **Appuis intermédiaire:**

$$V_{\max} = 11,11 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

III-2.8 Calcul à L'ELS:

Le chargement à l'ELS:

$$q_s = G + Q = (3,64 + 0,975) = 4,62 \text{ kN/ml}$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = 4,62 \times \frac{(4,3)^2}{8} = 10,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 4,62 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 7,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 4,62 \times \frac{(4,25)^2}{8} = 10,43 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments :

• Aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_0 = -3,20 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = 0,5 M_0 = -5,34 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = 0,5 M_0 = -5,23 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = 0,3 M_0 = -3,13 \text{ KN.m.}$$

• En travée :

-Travée (1-2) :

$$M_t = 7,28 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_t = 3.82 \text{ KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_t = 7.09 \text{ KN.m}$$

e) Calcul des efforts tranchants

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

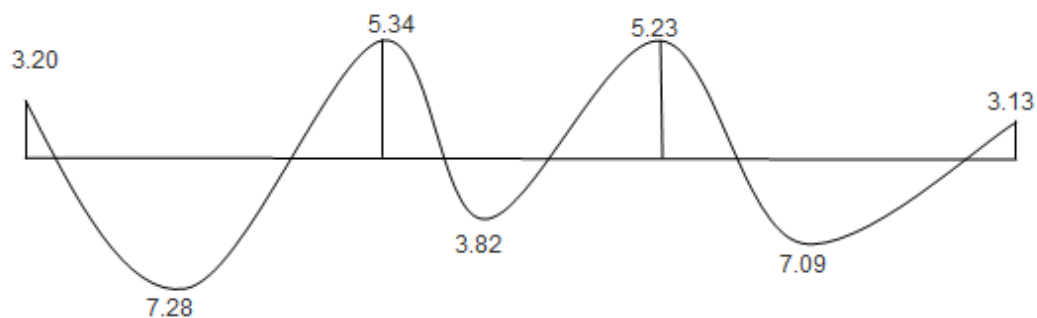
Avec :

T_w : Effort tranchant de l'appui gauche

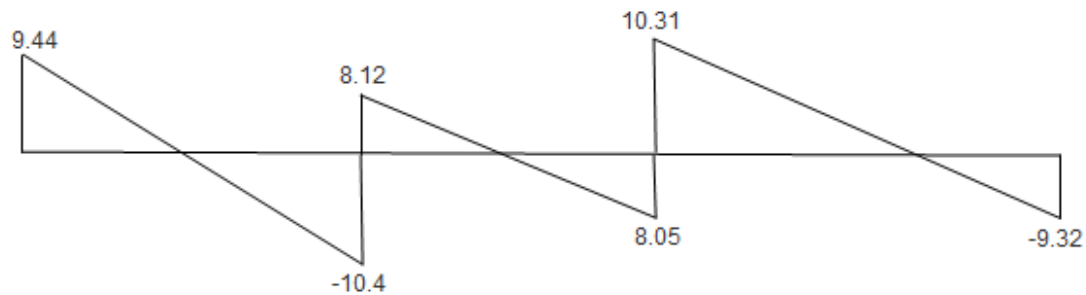
T_e : Effort tranchant de l'appui droit

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

travées	1-2	2-3	3-4
T_w	9.44	8.12	10.31
T_e	-10.43	-8.05	-9.32



FigIII.11. Diagramme des moments fléchissants à l'ELS



-Fig.III.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III-2.9 Vérification des contraintes à l'ELS :**a) Etat limite de résistance du béton en compression :**

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

➤ **En travées :** $A_t = 2.35$ $M_t^s = 7.28 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \quad \text{et} \quad K = 19.72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{7.28 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 201.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 201.05 / 19.72 = 10.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 2.35$ $M_a^s = 5.34 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \quad \text{et} \quad K = 19.72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta d} = \frac{5.34 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 147.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 147.47 / 19.72 = 7.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible , donc aucune vérification n'est à effectuer

b) Etat 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 l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow & \frac{20}{430} = 0.047 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow & \frac{20}{430} = 0.047 \leq \frac{1}{10} \times \frac{5.34}{5.00} = 0.106 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow & \frac{2.35}{12 \cdot 18} = 0.011 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-NB : La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il y a lieu de vérifier la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

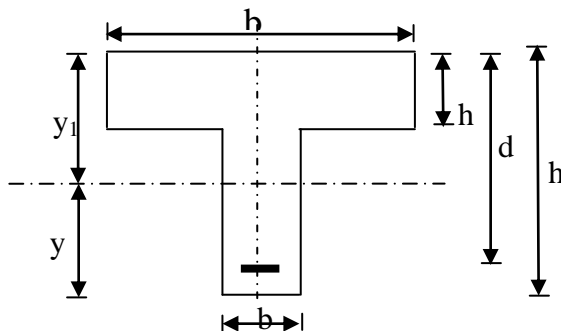
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 1081886 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A} = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35}$$

$$y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$\text{On aura } I_0 = 23089.98 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.64$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.44 ; 0 \} = 0.44$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 23089.98}{1 + 1.64 \times 0.44} = 14753.12 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

⇒ La condition est vérifiée

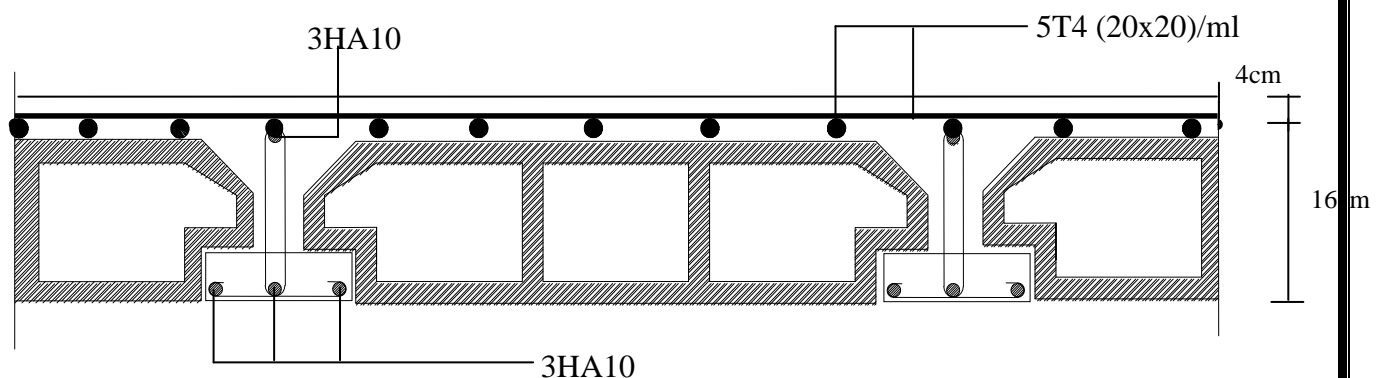
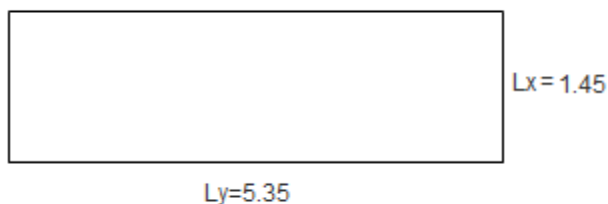


Fig.III.13. Plan de ferrailage du plancher

III-3) Etude du balcon :**III-3-1) Introduction**

- Le balcon est constitué d'un corps creux faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une poutre repose sur deux appuis.
L : La largeur de la console



$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.45 \text{ m} \\ L_y = 5.35 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\alpha = 0.27$$

On a $\alpha = 0.27 < 0.4$ le panneau travail dans un seul sens.

- Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée.

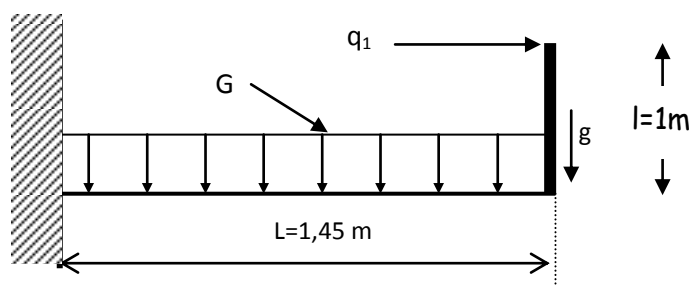
Schéma statique

Fig. III.14.: Schéma statique

III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

- Poids du plancher courant : $G = 5,60 \text{ kN/m}^2$ (défini au chapitre II)
- Poids du garde corps : $0,90 \text{ kN/m}^2$ (paroi en briques creuses 10 cm)
- Poids propre de la console : $0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du mur séparant les balcons : $1,75 \text{ kN/m}^2$ (paroi en briques creuses 10cm)
- Enduit de ciment (2cm) : $0,72 \text{ kN/m}^2$

- Charge d'exploitation du balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$. [DTR B.C.2.2/7.2.1]
- Efforts horizontaux sur le garde corps : 1 KN/ml

1) charge permanente du garde corps (G_1) :

- Poids de la brique : $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$.
- Poids de l'enduit ciment : $\frac{0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2}{G_1 = 1.62 \text{ KN/m}^2}$.

2) surcharge d'exploitation de la dalle (Q) :

$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$. (DTR B.C.2.2)

3) Surcharge due à la main courante (Q_1) :

$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$

- **Combinaisons de charges :**

- **A l'ELU :**

- **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 3.5) = 12.81 \text{ KN/ml}$$

- **Le garde-corps :**

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

- **A l'ELS :**

- **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.60 + 3.5 = 9.10 \text{ KN}$$

- **Le garde-corps :**

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.81 \times (1.45)^2}{2} + 2.187 \times 1.45 = 16.64 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9.10 \times (1.45)^2}{2} + 1.62 \times 1.45 = 11.92 \text{ KN.m}$$

III-3-3) Ferrailage

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

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.082 \Rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.64 \times 10^3}{0.957 \times 12 \times 348} = 4.16 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.16}{4} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **3HA8** = 1.50 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-3-4) Vérifications des contraintes à l'ELU :

- **Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

$$A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2 < A_s = 4.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12.81 \times 1.45) + 2.187 = 20.76 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{20.76 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{20.76 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.173 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99) :**

▪ **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h ; 33 \} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 33 \text{ cm} < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-5) Vérification à l'ELS :

a) Acier :

$$f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

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

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{4.16 \times 100}{100 \times 12} = 0.346, \text{ des annexes on tire les valeurs de } \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$\beta_1 = 0.909$$

$$K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.92 \times 10^6}{0.909 \times 120 \times 416} = 262.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{262.68}{39.95} = 6.57 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad \sigma_{bc} = 6.57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

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

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } l_s = 28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit la longueur hors du crochet égal à : } l_s = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28 = 11.2 \text{ cm}$$

Soit $L_s=12$ cm

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- a) Armatures principales **5HA12** $ep=20$ cm
- b) Armature de répartitions **3HA8** $ep=25$ cm

Remarque : Le balcon sera ferrailé comme un plancher en corps creux

III-4) Calcul des Escaliers

III-4-1) Introduction :

Dans cette partie sont définies les différents étapes de calcul d'un escalier qui sont :

- Le dimensionnement.
- Calcul des efforts internes.
- Le ferrailage à l'E.L.U.
- Les vérifications à l'E.L.S et à l'E.L.U.

III-4-2) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de marche, permettant de passer d'un niveau à un autre d'une Construction.

Notre structure est munie de deux cages d'escalier d'un seul type à marches droites ; l'une desservant l'étage de service et l'autre la totalité des autres niveaux avec :

-Escalier du RDC : à trois volés avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.

➤ présentation schématique :

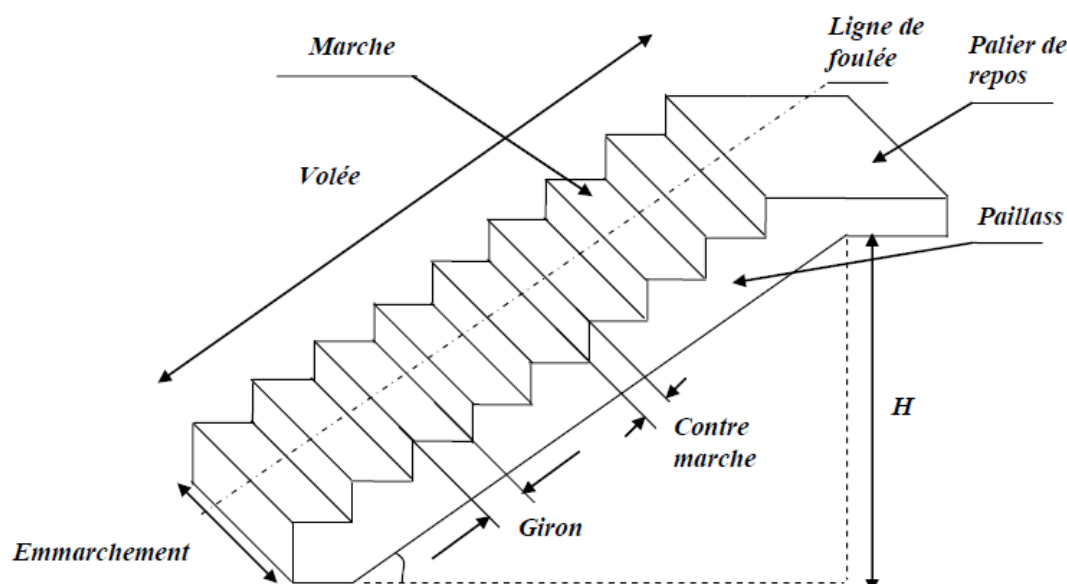


Figure III.15. Schéma d'un escalier.

➤ **Présentations fonctionnelles :**

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc....
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois en saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h :** est la différence de niveau entre deux marches successives de valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum. Un escalier sera utilisé sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $59 \leq 2h + g \leq 66$.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement :** représente la largeur de la marche.

➤ **Terminologie :**

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- l_2 : largeur du palier.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- n : nombre de contremarches.
- m : nombre de marches.

III-4-3) Calcul des escaliers de l'étage courant :**➤ Pré dimensionnement :**

- **Calcul du nombre de marches (m) et de contremarches (n) :**

On a : $H = 3.06\text{m} = 306\text{cm}$

Prenons $h=17\text{cm}$: hauteur de contre marches,
Cherchons :

n : nombre de contres marches;

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Nombre de contre marches: $n = 18 \Rightarrow$ nombre de marches : $m = n - 1 = 17$

Donc on a deux volées de 8 marches .

L'emmarchement est de 1,4m.

- **Calcul de giron (g) :**

La relation qui lie entre h et g , et qui permet de concevoir un escalier plus confortable, est la relation empirique de BLONDEL :

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

Pour: **$h=17\text{cm}$,**

On aura: $59\text{cm} \leq 34 + g \leq 66\text{cm}$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Donc on prend: **$g = 30\text{cm}$.**

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

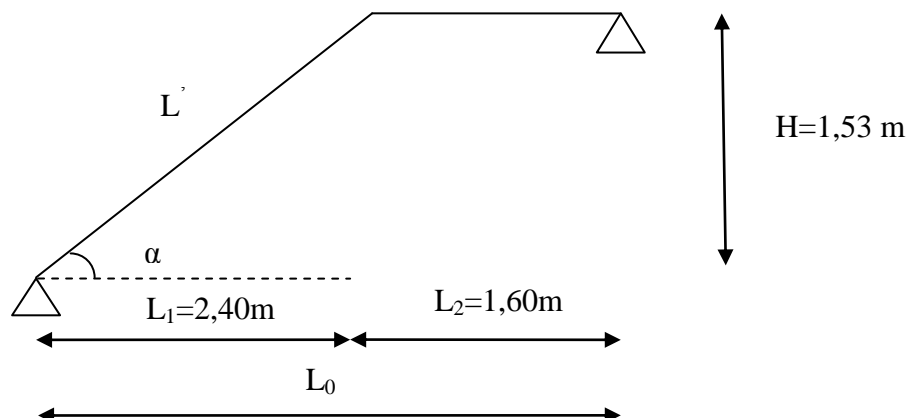
Présentation schématique :

Figure III.16: Schéma statique d'escalier.

▪ **L'épaisseur de la paillasse et de palier :**

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,52 \Rightarrow \cos \alpha = 0.843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = L_1 / \cos \alpha = 284.69 \text{ cm} \Rightarrow L_0 = L' + L_2 = 444.69 \text{ cm}$$

$$\frac{444.69}{30} \leq ep \leq \frac{444.69}{20} \Leftrightarrow 15 \leq ep \leq 23$$

Donc on adopte une épaisseur : $ep = 18 \text{ cm}$.

▪ **Détermination des charges permanentes :**

a)- paillasse :

- Poids propre de la paillasse(18cm) :	$25 \times 0.18 / \cos 32.92 = 5.36 \text{ KN/m}^2$
-Poids de la marche(17cm)	$: 25 \times 0.17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
-Poids des carrelages (2cm) :	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
-Lit de sable (2 cm)	$: 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN /m}^2$
- Poids de plâtre	$: 10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
-Poids du mortier de pose(2cm)	$: 20 \times 0.02 = 20 \times 0.02 \text{ KN/m}^2$
- Poids du garde corps	$= 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_p = 9.125 \text{ KN/m}^2}$$

b)- Palier :

- Poids propre du palier :	$25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de revêtement	$= 1.44 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 5.94 \text{ KN/m}^2}$$

▪ **Surcharge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers d'après le (DTR B.C.2.2) :
 $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaisons des charges et surcharges :**

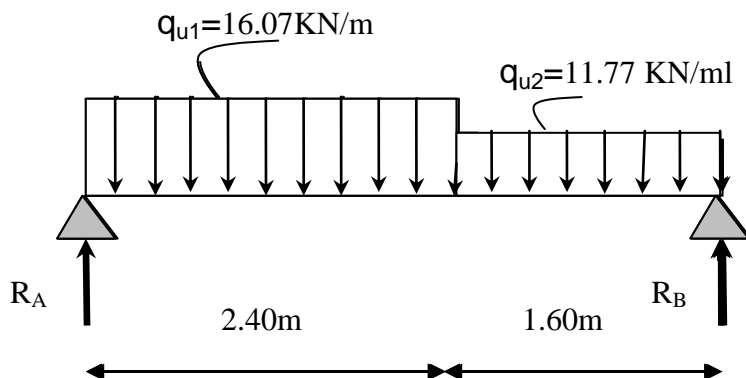
- **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.77 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 9.125 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.07 \text{ KN / ml}$.

➤ **Ferraillages :**

- Ferraillage à L'ELU :

a) **Schéma statique de calcul :**

Figur III.17. : Schéma statique à l'ELU.

b) **Réaction d'appuis :**

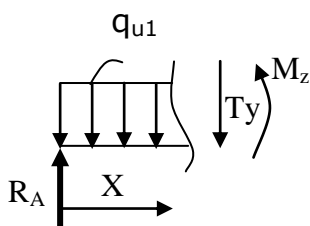
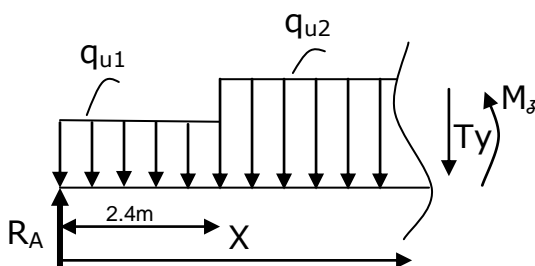
D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.77 \times 1.6) + (16.07 \times 2.4) = 57.40 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = (16.07 \times 2.40 \times 2.8) + (11.77 \times 1.6 \times 0.8) / 4$$

$$\Rightarrow R_A = 30.76 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 26.64 \text{ KN.}$$

c) **Calcul des efforts internes :**1) **Efforts tranchants :**1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40m$ 2^{ème} tronçon : $2.40 \leq x \leq 4m$

❖ Tableau III.3 : efforts tranchants à l' ELU

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.40$	$16.07x - 30.76$	0	-30.76
		2.4	7.80
$0 \leq x \leq 1.6$	$26.64 - 11.77x$	0	26.64
		1.6	7.8

2) Moments fléchissant :

❖ Tableau III.4. : moments fléchissant à l'ELU

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	$30.76x - 8.035x^2$	0	0
		2.40	27.54
$0 \leq x \leq 1.6$	$26.64x - 5.89x^2$	0	0
		1.6	27.54

3) Calcul de M_{max} :

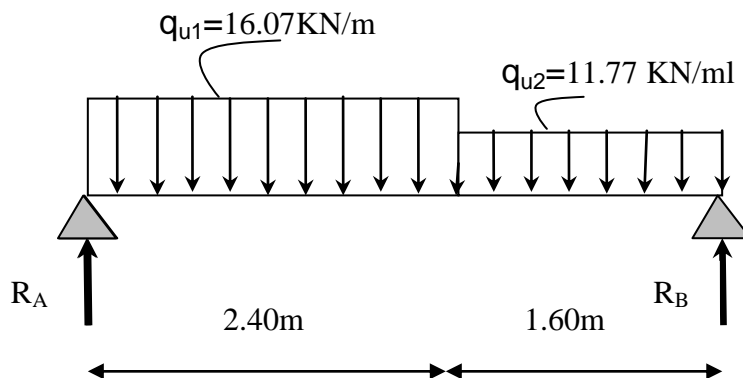
- Le moment M_z s'annule pour x=0m
- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow -16.07x + 30.76 = 0 \Rightarrow x = 1.91m$$

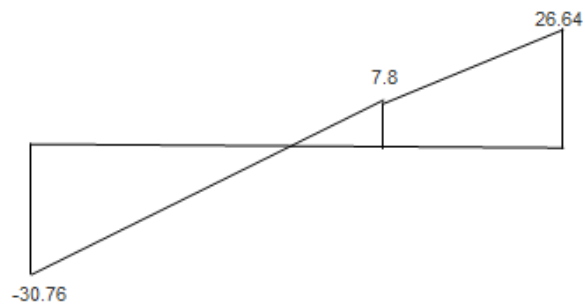
$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 30.76(1.91) - 8.035(1.91)^2$$

$$M_z^{\max} = 29.44 \text{ KN.m}$$

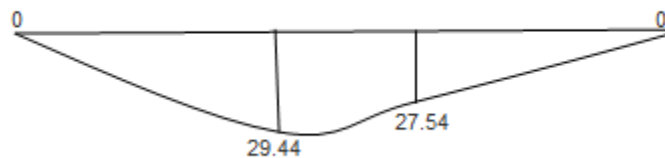
4) Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant :



Efforts tranchants :



Moments fléchissant :



Afin de tenir compte des semi-encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

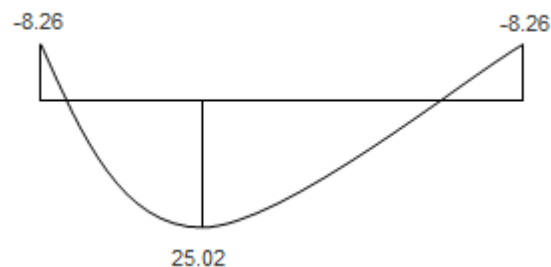
Soit : $M_t = 0,85 M_0$

$$M_a = -0,3 M_0$$

Donc : $M_t = 25.02 \text{ KN.m}$

$$M_a = -8.26 \text{ KN.m}$$

Mz[KN.m] :



5) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec :
 $b=100\text{ cm}$; $h=20\text{ cm}$; $d=18\text{ cm}$ et $c=2\text{ cm}$.

➤ **Aux appuis :**

• **Armatures principales :**

$M_{ua}=8.26\text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres supérieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.26 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991.$$

$$A_p = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.26 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1.33\text{ cm}^2.$$

soit : $A_p = 4\text{HA}10 = 3.14\text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 2\text{HA}8 = 1.00\text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

➤ **En travées :**

• **Armatures principales :**

$M_{ut} = 25.02\text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres inférieures sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{25.02 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_p = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.02 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 4.10\text{ cm}^2.$$

Soit : $A_p = 4\text{HA}12 = 4.52\text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

• **Armatures de répartitions :**

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

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

6) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL91 modifiée 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :**

- **Armatures principales :**

$$S_{t \max} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

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

- **Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99):**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}. \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,51 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91 modifiée 99)**

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right).$$

$$\tau_u = \frac{30.76 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A .5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e}.$$

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant au droit de l'appui.

a : La longueur d'appui. , avec : $a = 0,9d$.

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(30.76 \times 10^3 + \frac{8.83 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right)}{400} = 245.14 \text{ mm}^2 = 24.514 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 24.514 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

➤ **Influence sur les aciers :**

➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 30.76 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 18 \times 100}{1,5} = 1080 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **calcul de longueur d'ancrage (Art A.6.1,23 BAEL91 modifiée 99) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} \begin{cases} \phi = 0,8 \text{ cm} \rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm.} \\ \phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm.} \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm.} \end{cases}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets ; soit des crochets de longueur l_a tel que : $l_a = 0,4 \times l_s$ (Art A.6.1,253 BAEL91 modifiée 99).

$$\Phi = \begin{cases} 0,8\text{cm} \Rightarrow l_a = 11,29\text{cm}. \\ 1,0\text{cm} \Rightarrow l_a = 14,10\text{cm}. \\ 1,2\text{cm} \Rightarrow l_a = 16,93\text{cm}. \end{cases}$$

7) Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{s1} = (5.94 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.44 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{s2} = (9.125 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.63 \text{ KN / m}$

Calcul des efforts internes :

a) **Réaction d'appuis :**

$$R_A = 22.24 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.17 \text{ K}$$

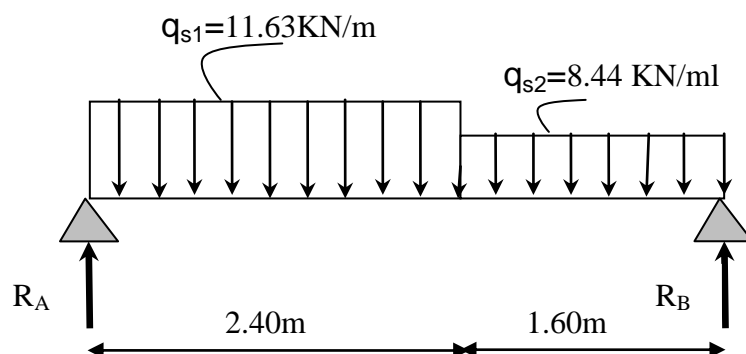


Figure III.18. : Schéma statique à l'ELS

B) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :**b-1- Efforts tranchants :**❖ **Tableau III.5 : efforts tranchants à l'ELS**

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$11.63x - 22.24$	0	-22.24
		2.4	5.67
$0 \leq x \leq 1.6$	$19.17 - 8.44x$	0	19.17
		1.6	5.67

b-2- Moments fléchissant :❖ **Tableau III.6: moments fléchissant à l'ELS**

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$22.24x - 5.815x^2$	0	0
		2.40	19.88
$0 \leq x \leq 1.6$	$19.17x - 4.22x^2$	0	0
		1.6	19.88

c) Calcul de M_z max :

- Le moment M_z s'annule pour x=0m
- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 11.63x - 22.24 = 0 \Rightarrow x = 1.91 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 22.24(1.91) - 5.815(1.91)^2$$

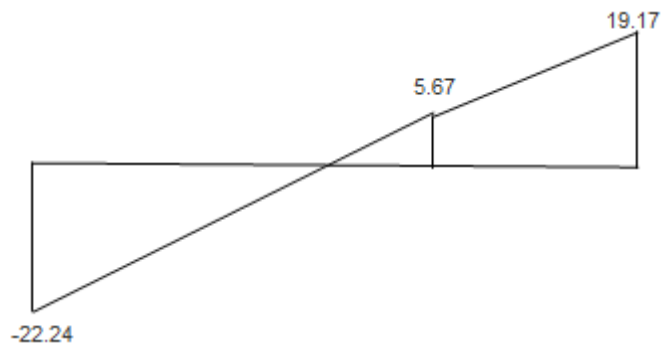
$$M_z^{\max} = 21.26 \text{ KN.m}$$

d) Diagrammes des sollicitations à L'ELS :

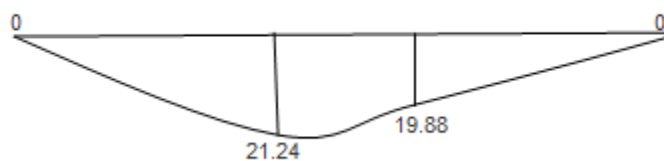
$$M_a = -0,3 M_0 = -6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 18.07 \text{ KN.m}$$

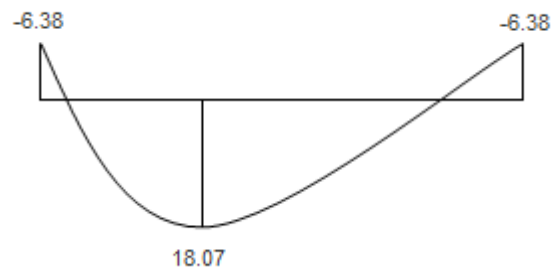
Efforts tranchants :



Moments fléchissant :



Mz[KN.m] :



1. Vérification des contraintes :

➤ **En travées :**

$M_{ts} = 18.07 \text{ KN/ml}$ et $A_t = 3.52 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.52}{100 \times 18} = 0.195 \rightarrow K_1 = 55.44 \rightarrow \beta_1 = 0.928.$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.07 \times 10^3}{0.928 \times 18 \times 3.14} = 344.5 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 344.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{53.44} \times 344.5 = 6.45 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{as} = 6.38 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow K_1 = 58.53 \rightarrow \beta_1 = 0.932.$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.38 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 121.12 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 121.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{58.53} \times 121.12 = 2.07 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL modifiée 99) :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{240} = 0.083 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.07}{10 \times 6.07} = 0.29 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{240} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{452}{1000 \times 180} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion: Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

III-5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est $L = 535$ cm.

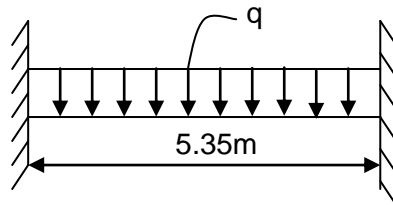


Figure III.19. schéma statique de la poutre palière.

III-5-1) Pré dimensionnement de la poutre palière**a- hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = 5.35\text{m} \Rightarrow \frac{535}{15} \leq h_t \leq \frac{535}{10} \quad \text{donc : } 35.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 53.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm}$$

b- largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où : $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ on prend : $b = 25 \text{ cm}$

III-5-2) Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre = $0.25 \times 0.40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B^u = 26.64 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_B^s = 19.17 \text{ KN/ml}$

III-5-3) Calcul à l'ELU**a- combinaison de charges :**

- Poids propre de la poutre à l'ELU $= 1.35 \times G = 1.35 \times 2.5 = 3.375 \text{ KN/ml}$
- Réaction de la poutre à l'ELU : $R_B^U = 26.64 \text{ KN/ml}$

$$q_u = (3.375 + 26.64) = 30 \text{ KN/ml}$$

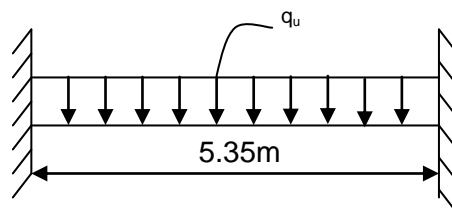
b-Calcul des efforts internes :

figure III.20. Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2 = \frac{30}{8} \times 5.35^2 = 107.33 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_y = \frac{qu}{2} \times l = \frac{30}{2} \times 5.35 = 80.25 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 107.33 = 91.23 \text{ KN.m}$
- **Moment sur appuis :** $M_t = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 107.33 = -32.19 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant sont montres à la figure III-31

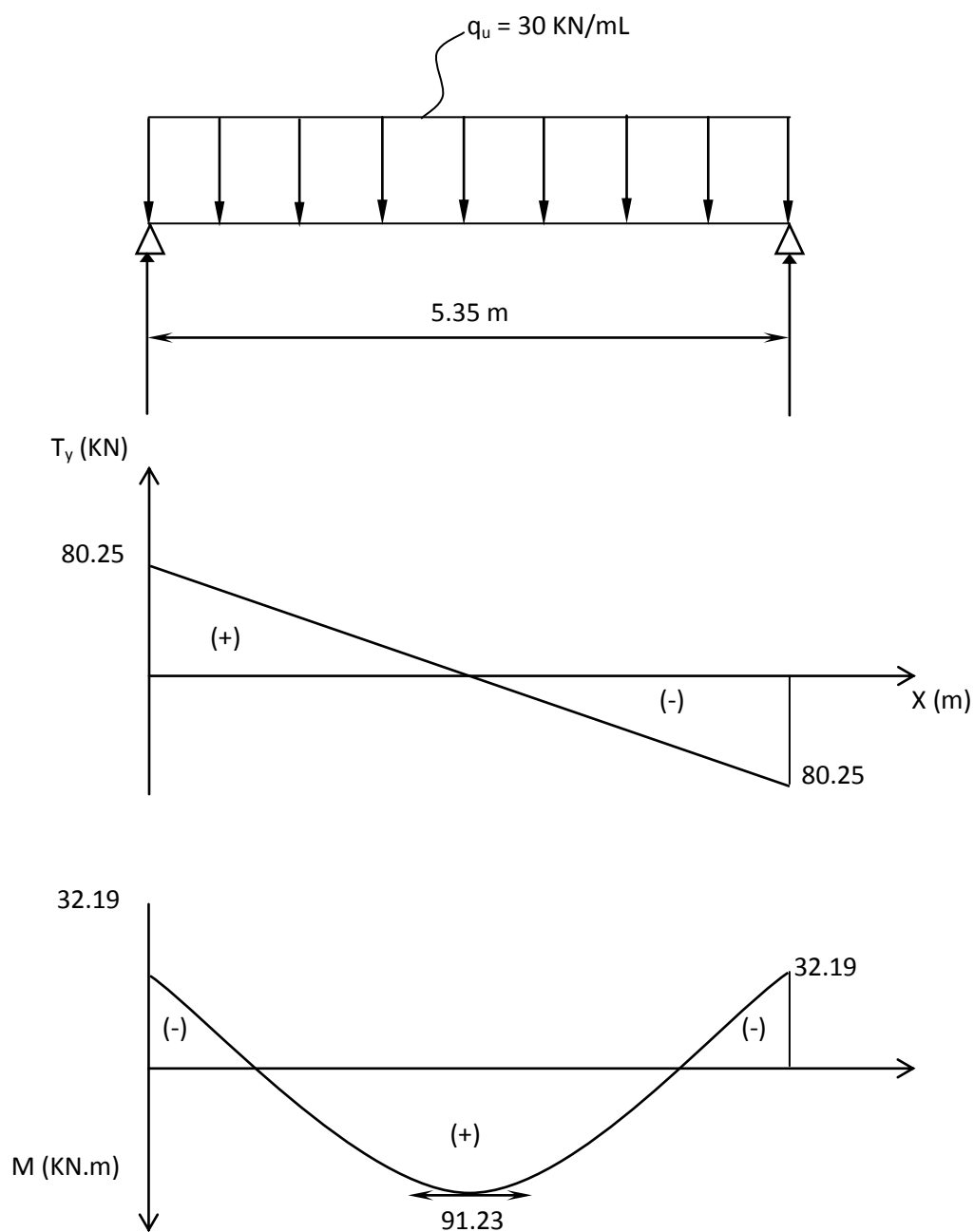


Figure III.21. : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

C - Calcul des armatures**✓ Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.19 \times 10^3}{25 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$\mu_b = 0.066 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.19 \times 10^3}{0.966 \times 37 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

✓ En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91.23 \times 10^3}{25 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.188$$

$$\mu_b = 0.188 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.188 \Rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{91.23 \times 10^3}{0.895 \times 37 \times 348} = 7.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14+3HA16 = 10.65 cm²

III-5-4) Vérification à L'ELU**a) Exigence du RPA (art 7-5-2/RPA 99 version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

$$A_s = 3HA12 + 3HA14 + 3HA16 = 14.04 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 14.04 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 80,25 \text{ KN.}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{80,25 \times 10^3}{250 \times 370} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{80,25 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 3 \times 3,14 \times (14 + 16 + 12)} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91)

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau_{su}} : 0,6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

▪ **En travée**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.43 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 60 \text{ cm.}$$

▪ **Sur appuis**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s.$$

▪ **Sur appuis** : $L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$

▪ **En travée** : $L_c = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm.}$

f) Influence de l'effort tranchant

• **Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{T_u^{max}}{f_e / \gamma_s} = \frac{80.25 \times 10^3}{348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

• **Sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91)**

Il faut vérifier cette condition :
$$\frac{2T_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 80.25 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 370} = 1.93 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} < \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 16 ; 11.43 ; 25 \right\} = 11.43 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8$

h) Espacement maximal des armatures transversales (Art A .5.1,22 /BAEL91)

$$St_{\max} \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 33.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 33.3 \text{ cm}$$

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 10 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

i) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 7-5-2-2 RPA 99)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) pourcentage minimum des armatures transversales Art 5-1,22/BAEL 91

Il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_{\min} = 0.4 \times 25 \times 15 / 400 = 0.375 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-5) Vérification à l'ELS

a) combinaison de charge

Poids propre de la poutre à l'ELS :

$$G = 2.5 \text{ KN/ml}$$

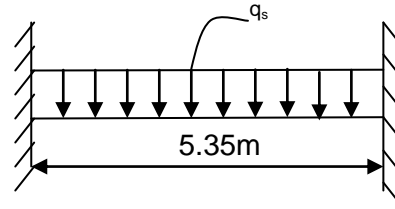


Figure III.22. schéma statique à l'ELS.

Réaction de la poutre à l'ELS : 19.17 KN/ml

$$q_s = (2.5 + 19.17) = 21.67 \text{ KN/ml}$$

b) calcul des efforts internes

- **Moment isostatique**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21.67 \times (5.35)^2}{8} = 77.53 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{21.67 \times 5.35}{2} = 57.96 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{sa} = -0.3 M_s^{\max} = -0.3 \times 77.53 = -23.26 \text{ KN.m}$

- **En travée :** $M_{st} = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 77.53 = 65.90 \text{ KN.m}$

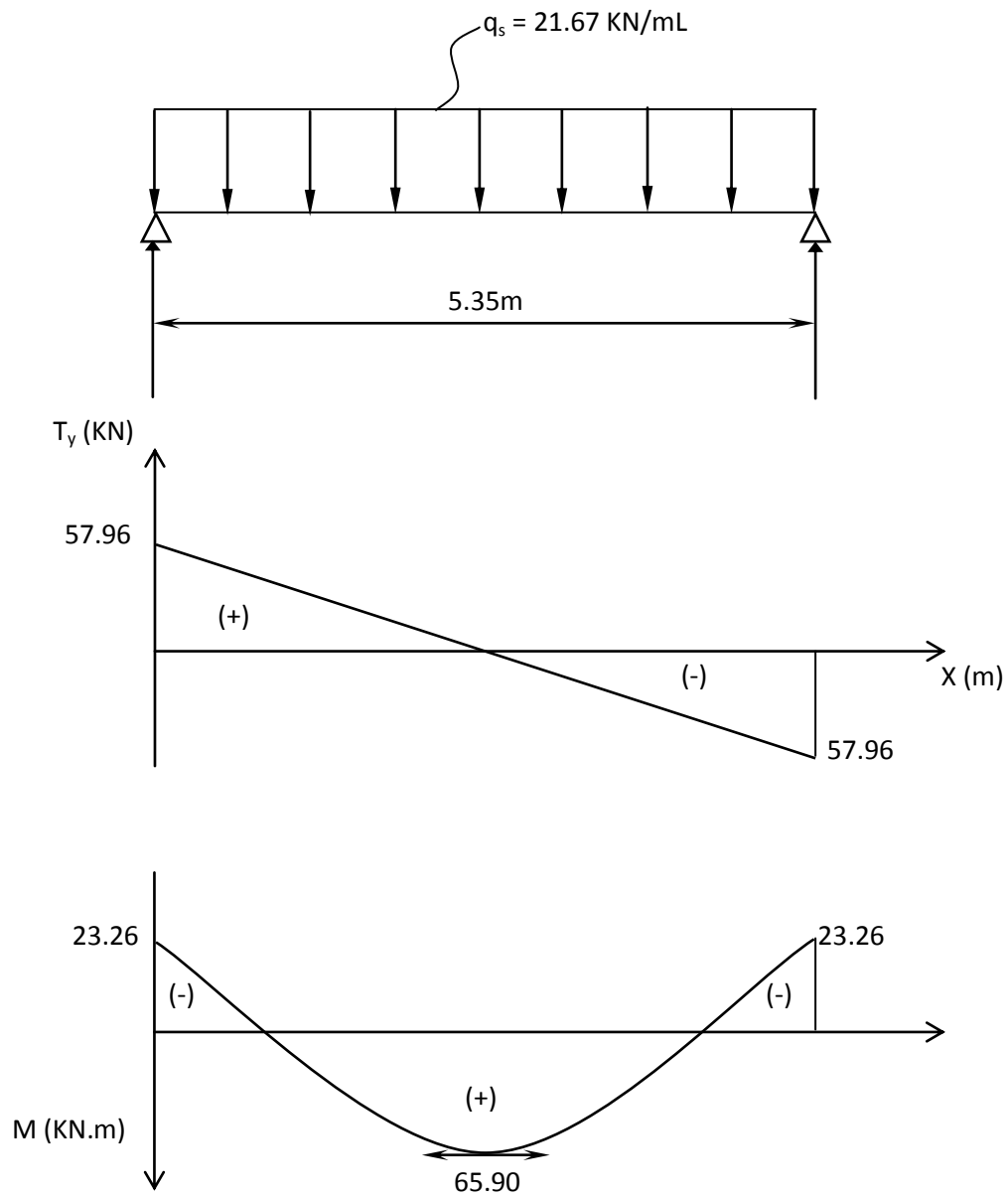


figure III.23. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

c)Etat limite de compression du béton

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

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

❖ Aux appuis**➤ Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 37} = 0.360$$

$$\rho_1 = 0.360 \Rightarrow K_1 = 38.76 \text{ et } \beta_1 = 0.907$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{23.26 \times 10^6}{0.907 \times 339 \times 370} = 204.46 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.46}{38.76} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée**➤ Contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 14.04}{25 \times 37} = 1.52$$

$$\rho_1 = 1.50 \Rightarrow K_1 = 16.06 \text{ et } \beta_1 = 0.839$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{65.90 \times 10^6}{0.839 \times 1065 \times 370} = 129.33 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199.33}{16.06} = 12.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures : Art A-5 -3,2/BAEL 91

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier cet état limite

e) Vérification de la flèche

Les règles BAEL91 (Art.B.6.8, 424), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e}, f_e (\text{MPa})$

Avec : h : hauteur de la poutre (40cm).

L : portée entre nus d'appuis (L = 5.35 m).

M_t : moment max en travée (M_t = 65.9KN.m).

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{535} = 0.074 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

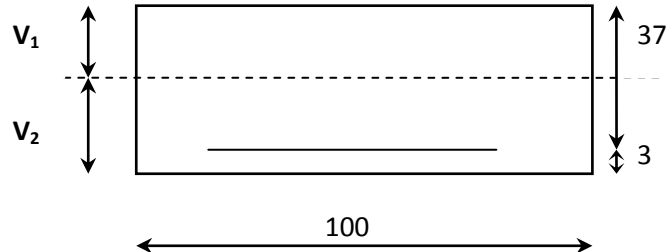
$$\frac{h}{L} = 0.074 \geq \frac{65.9}{15 \times 77.53} = 0.056 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{14.04}{25 \times 37} = 0.015 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche ;

f- calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec : $q_s = 21.67 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (40)^2}{2} + (15 \times 10.65 \times 37) = 85910.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t \times d = (100 \times 40) + (15 \times 10.65) = 4159.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{85910.75}{4159.75} = 20.65 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((20.65)^3 + (19.35)^3) + 15 \times 10.65 \times (19.35 - 3)^2$$

$$I = 577728.10 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } f = \frac{5}{384} \times \frac{21.67 \times (5.35)^4 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 577728.10 \times 10^{-8}} = 0.0036m$$

$$\bar{f} = \frac{5.35}{500} = 0.0107$$

$$f = 0.0036m \leq \bar{f} = 0.0107m \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Pour les armatures longitudinales**
 - le lit supérieur : **3HA12**
 - le lit inférieur : **3HA14+3HA16**
- **Pour les armatures transversales**
 - Un cadre et étrier en HA8

III-6) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :**III-6-1) Définition :**

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur. les dimensions ,la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

III-6-2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.67 \text{ cm}$$

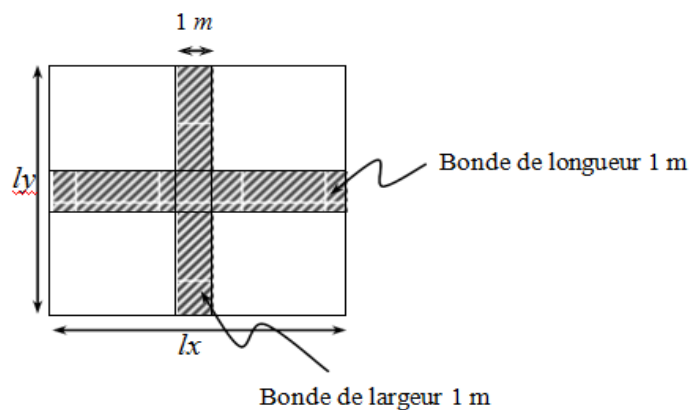
h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), soit $h_t = 15 \text{ cm}$

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

III-6-3) Calcul du panneau à l'ELU :

- Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.



- Principe de la méthode :**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

- ✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur : Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

- ✓ Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : $V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

• Application :

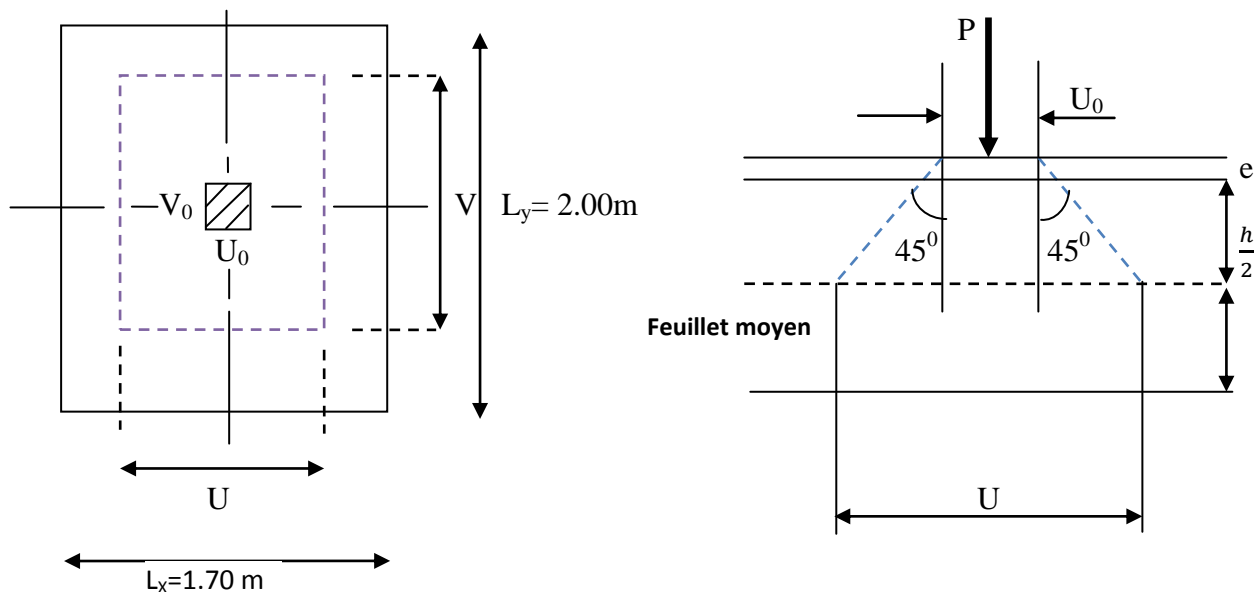


figure : III.24. Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{200} = 0.85$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :
$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \end{cases} \quad \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e=5cm).}$$

$\zeta = 1$: pour revêtement en béton

$$U_0 = 100\text{cm}; V_0 = 100\text{cm}$$

D'où :
$$\begin{cases} U = 100 + 10 + 15 = 125\text{cm} \\ V = 100 + 10 + 15 = 125\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

• **Détermination des sollicitations :**

- **A L'ELU :**

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times e_p) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)}$$

• **Calcul des moments :**

▪ **Les moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_{X1} = (M_1 + \vartheta M_2) P_u \quad \text{Et} \quad M_{Y1} = (M_2 + \vartheta M_1) P_u$$

$$\rho = 0.85$$

$$\begin{aligned} \frac{U}{L_x} &= \frac{125}{170} = 0.735 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{125}{200} = 0.625 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0.084 \text{ KN} \\ M_2 = 0.052 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{X1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.084 = 10.21 \text{ KN.M}$$

$$M_{Y1} = P_u M_2 = 121.5 \times 0.052 = 6.34 \text{ KN.M}$$

▪ **Les moments dus au poids propre de la dalle pleine M_{X2} et M_{Y2} :**

$$\rho = 0,85 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_X = 0.0509 \\ \mu_Y = 0.685 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{X2} = \mu_X q_u l_x^2 = 0.0509 \times 6.56 \times 1.70^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} = 0.685 \times 0.96 = 0.66 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_{Xt} = M_{X1} + M_{X2} = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Yt} = M_{Y1} + M_{Y2} = 7.00 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **En travée :**

$$M_X = 0.85 \times M_{Xt} = 0.85 \times 11.17 = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 0.85 \times M_{Yt} = 0.85 \times 7.00 = 5.95 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

Sens x-x

$$M_X = -0.3 M_{0X} = -0.3 \times 11.17 = -3.35 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_Y = -0.3 M_{0Y} = -0.3 \times 7.00 = -2.1 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b.d^2.f_{bu}} \quad \text{Avec : } d = h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3.35	0.164	0,910	0.88	1.00	2HA8	25
	Y-Y	2.1	0.102	0.946	0.53	1.00	2HA8	25
En travée	X-X	9.49	0.464	0.634	3.58	4.52	4HA12	25
	Y-Y	5.95	0.290	0.824	1.73	2.01	4HA8	25

- **Vérifications :**

A/ Condition de non fragilité :- **Suivant L_x**

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

 A_x : Section minimale d'armatures ;

b h : section totale du béton ;

 ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,85) / 2 = 1,29 \text{ cm}^2$$

 $A_{\text{adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x = 1,29 \text{ cm}^2$: donc condition est vérifiée.- **Suivant L_y**

$$w_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1,73 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B/ Vérification au cisaillement :• **L'effort tranchant (article A.52,2)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$A \frac{l_x}{2} : V_u = \frac{P_u}{2 V + U} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} \times 1 \text{ ml} = 32,4 \text{ KN}$$

$$A \frac{l_y}{2} : V_u = \frac{P_u}{3V} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} \times 1 \text{ ml} = 32,4 \text{ KN}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b h} = \frac{32,4 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement (article A.5.2, 42 /BAEL 91 modifié 99) :**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u: \text{charge de calcul l'ELU} \\ h: \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.25 + 1.25) = 5.00\text{m. } Q_u = Pu = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 5.00 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{ KN} \rightarrow Q_u 121.5 < 562.5 \text{ KN}$$

Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Diamètre minimal des barres :**

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A L'ELS**

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN}$$

- a) Calcul des moments à l'ELS**

- Pour la charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_X^P = (M_1 + \vartheta M_2) P_s = 90 (0.084 + 0.2 \times 0.052) = 8.496 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^P = (\vartheta M_1 + M_2) P_s = 90 (0.2 \times 0.084 + 0.052) = 6.192 \text{ KN.m}$$

- Pour le poids propre de la dalle : $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

$$M_x^q = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0509 \times 4.75 \times 1.7^2 = 0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^q = \mu_y M_x^q = 0.685 \times 0.69 = 0.47 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x^t = M_x^q + M_x^p = 0.69 + 8.496 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = M_y^q + M_y^p = 0.47 + 6.192 = 2.91 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **En travées**

$$\text{Sens xx : } M_{tx} = 0.85 M_x^t = 0.85 \times 5.86 = 4.981 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ty} = 0.85 M_y^t = 0.85 \times 2.91 = 2.47 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

Sens x-x

$$M_x = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 5.86 = -1.758 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_y = -0.3 M_{0y} = -0.3 \times 0.47 = -0.141 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Sens X-X :

- Aux appuis :

$$M_a = 1.758 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{1.758 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0085 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_a = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.864$$

$$A_a = \frac{1.758 \times 1000}{0.864 \times 12 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

- En travée :

$$M_t = 4.981 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{4.981 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,29 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,29 \Rightarrow \beta = 0,689$$

$$A_t = \frac{4.981 \times 1000}{0,689 \times 12 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². avec un espacement de s_t=25 cm.

Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0.141 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{0.141 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,0006 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_a = 0,0006 \Rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_a = \frac{0.141 \times 1000}{0.957 \times 12 \times 348} = 0.035 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². Avec un espacement de s_t=25 cm.

- En travée :

$$M_t = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{2.47 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,012 \Rightarrow \beta = 0.841$$

$$A_t = \frac{2.47 \times 1000}{0,841 \times 12 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². avec un espacement de s_t=25 cm

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes

1.4. Vérification des contraintes des compressions dans le béton :**1.4.1. Sens X X :**

- Aux appuis:

$$M_a = 1.758 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1}{100 \times 12} = 0.083 \Rightarrow K1 = 87 \text{ et } \beta_1 = 0,951$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.758 \times 10^6}{0,951 \times 120 \times 1 \times 10^2} = 154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 154 / 87 = 1.77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Entravée :

$$M_t = 4.981 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow K = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0,933.$$

$$\sigma_s = \frac{4.981 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 221.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 221.35 / 59.63 = 3.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

1.4.2. Sens Y-Y

- Aux appuis:

$$M_a = 0.141 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 0.5}{100 \times 12} = 0,041 \Rightarrow K1 = 127.9 \text{ et } \beta_1 = 0,965$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.758 \times 10^6}{0,965 \times 120 \times 0.5 \times 10^2} = 303.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 303.63 / 127.9 = 2.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Entravée :

$$M_t = 4.981 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1}{100 \times 12} = 0.084 \Rightarrow K = 87 \text{ et } \beta_1 = 0,951.$$

$$\sigma_s = \frac{4.981 \times 10^6}{0,951 \times 120 \times 1 \times 10^2} = 436.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 436.47 / 87 = 5.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

1.5. Etat limité de fissuration :

La fissuration est préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Commentaire : les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

Conclusion : les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes :

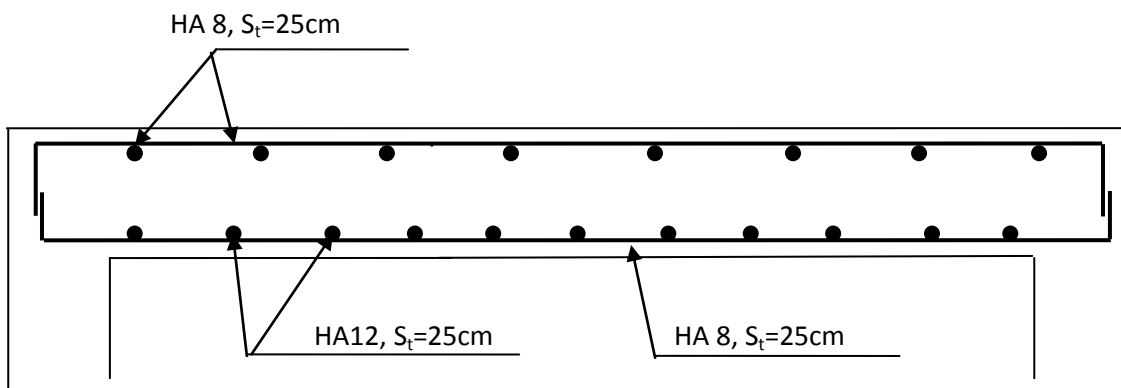


figure: III.25. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

III.7. les plancher en dalle pleine :

La partie centrale de l'étage de service est constituée d'une dalle pleine reposant sur deux appuis d'épaisseur de 15 cm.

III.7.1. Calcul à l'ELU :**a) calcul des efforts :**

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{1.65}{5.35} = 0.308 \Rightarrow -\rho \leq 0.4$$

\Rightarrow La dalle porte sur une seule direction.

Dans ce cas, le calcul est mené en flexion simple en considérant une poutre de largeur 1m reposant sur deux appuis parallèlement au petit coté.

b) combinaison de charges :

- Etage de service :

$$G = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 11.24 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.05 \text{ KN/m}^2$$

c) méthode de calcul :

- calcul de rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{5.55 + 2.5} = 0.31$$

- Calcul des moments isostatiques

ELU :

$$M_0 = 11.24 \times \frac{(1.65)^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = 8.05 \times \frac{(1.65)^2}{8} = 2.74 \text{ KN.m}$$

- calcul des moments sur appuis :

ELU:

$$M = 0.3 M_0 = 1.149 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M = 0.3 M_0 = 0.822 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6465 \qquad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,5465$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093$$

- calcul des moments sur travée :

ELU:

$$M_t = 3.037 \text{ KN.m Avec :}$$

ELS:

$$M_t = 2.17 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

ELU:

$$T_w = \frac{11.24 \times 1.65}{2} + \frac{-3.037}{1.65} = 7.43 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{11.24 \times 1.65}{2} + \frac{-3.037}{1.65} = -11.11 \text{ KN}$$

ELS:

$$T_w = \frac{8.05 \times 1.65}{2} + \frac{-2.17}{1.65} = 5.33 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{8.05 \times 1.65}{2} + \frac{-2.17}{1.65} = -7.96 \text{ KN}$$

III.7.2 Ferrailage à l'ELU :

III.7.2.1. Armatures principales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b d_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{3,037 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{3,037 \cdot 10^3}{0.993 \cdot 12 \cdot 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 /ml = 3.92cm² avec un espacement : e=20cm

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{2.17 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{2.17 \cdot 10^3}{0.994 \cdot 12 \cdot 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 /ml = 3.10cm² avec un espacement : e=25cm.

III.7.2.2. Armature de répartitions :

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2,01cm² avec un espacement : e=25cm

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2,01cm² avec un espacement : e=25cm

III.7.3. Vérification à l'ELU :

1. Conditions de non fragilité :

Armatures // L_x :

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$$\rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour HA400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \frac{3 - 0.31}{2} 100 \times 15 = 1.614 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = \frac{ql}{2} \Rightarrow V_u = \frac{11.24 \times 1.65}{2} = 9.273 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9.273 \times 10}{1000 \times 120} = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.082 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'adhérence des barres :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = 4 \pi 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.273 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 100.5} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Ancrages des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \nu^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 35.3 \phi$$

$$L_s = 35.3 \times 0.8 = 28.24 \text{ cm}$$

5. Espacement des barres :

$$\text{Armatures principales } S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{l'espacement est vérifié.}$$

$$\text{Armatures secondaires } S_t \leq \min \{4h, 45\} \text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{l'espacement est vérifié.}$$

III.7.4. Vérification à l'ELS:**Vérification à l'état limite de compression****1) En travée**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{12 \times 18} = 1.82 \Rightarrow \beta_1 = 0.829 \Rightarrow k = 14.07$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3.037 \times 10^3}{0.829 \times 18 \times 3.92} = 51.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 51.92 / 14.07 = 3.69 \text{ MPa} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2) Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 4\text{HA}10 = 3.10 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.10}{12 \times 18} = 1.44 \Rightarrow \beta_1 = 0.841 \Rightarrow k = 16.45$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2.17 \times 10^3}{0.841 \times 18 \times 3.10} = 46.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 46.24 / 16.45 = 2.81 \text{ MPa} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

Condition de limitation de la flèche: (BAEL91/B.6.5,2) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{165} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{2.17}{10 \times 2.74} = 0.079 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{165} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{201}{100 \times 180} = 0.011 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

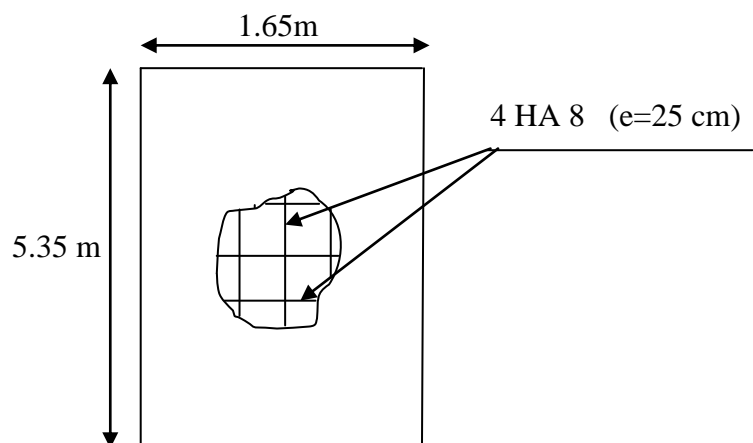


Fig-III-26- Schéma de ferrailage de la dalle pleine

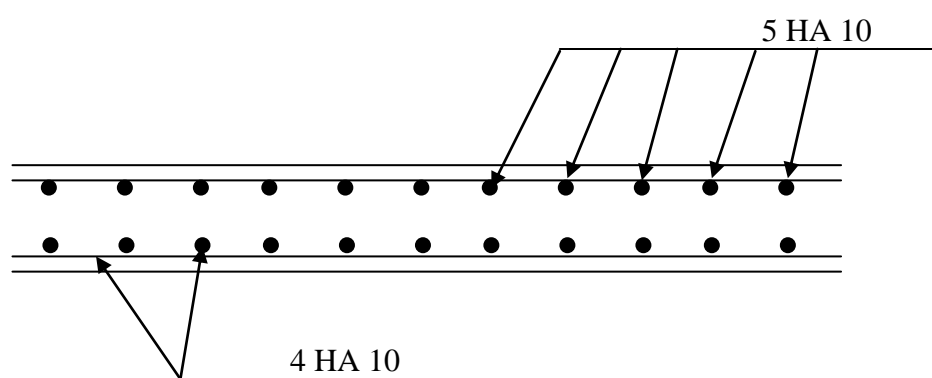
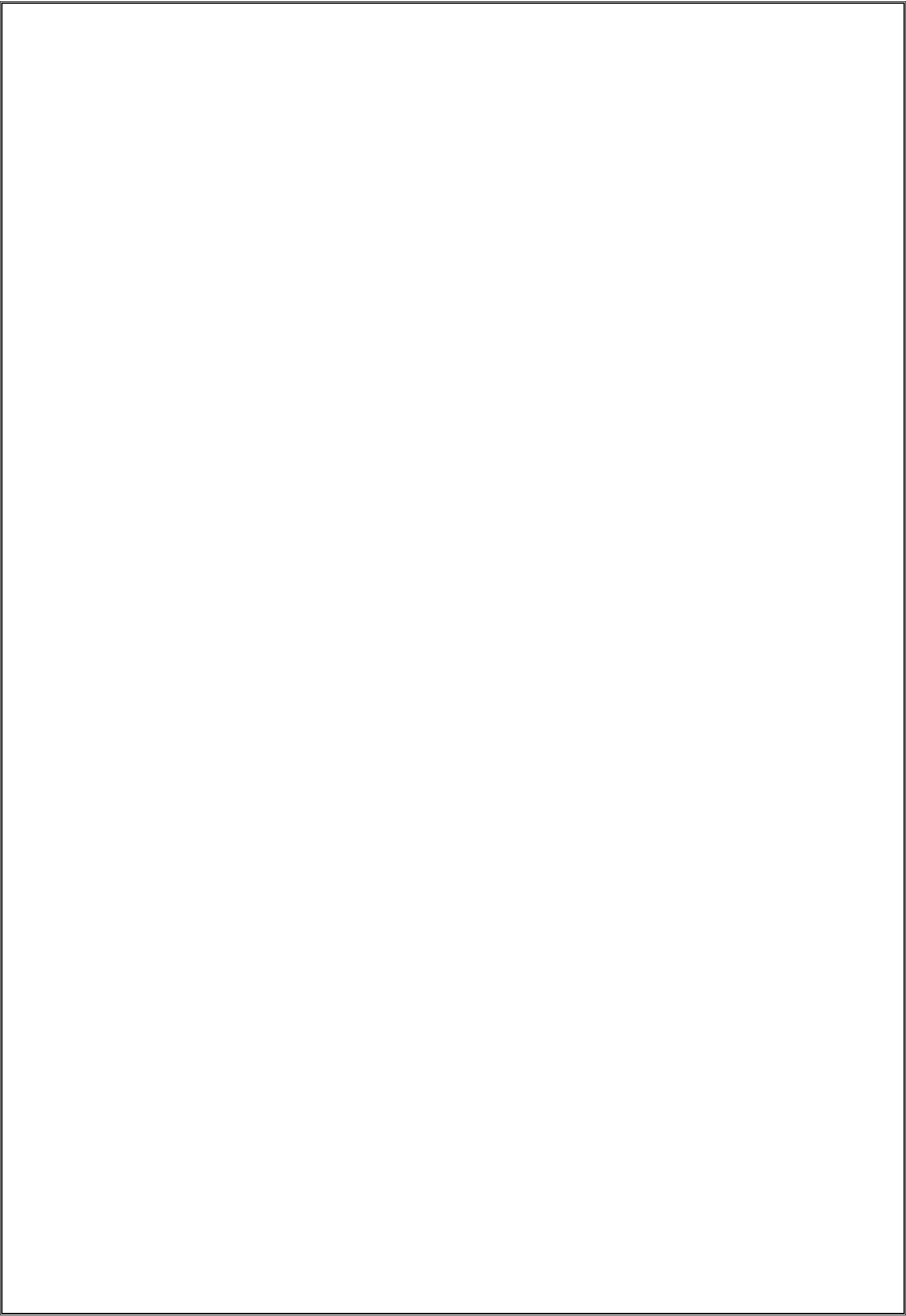


Fig-III- 27- Plan de ferrailage de la dalle pleine

CHAPITRE IV :

MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS DES EXIGENCES DU RPA



IV.1.Modélisation :**IV.1.1 Introduction :**

Les forces d'origine sismiques agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur peut dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS Version 9.7.1

IV.1.2. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structures.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux.
- > Le calcul des éléments.
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.3 Etapes de modélisation :**1) La première étape :**

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

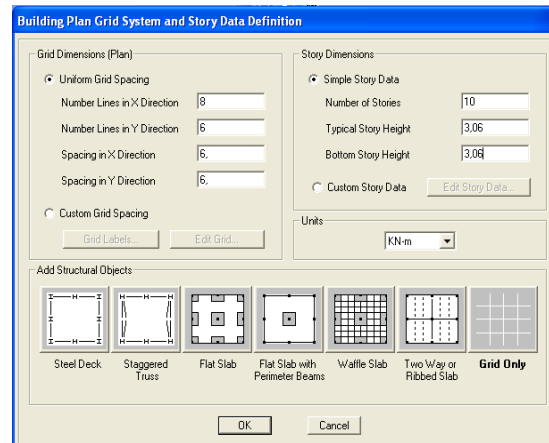
a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. On sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

b) Géométrie de base

On sélectionne *File* puis *New model*, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

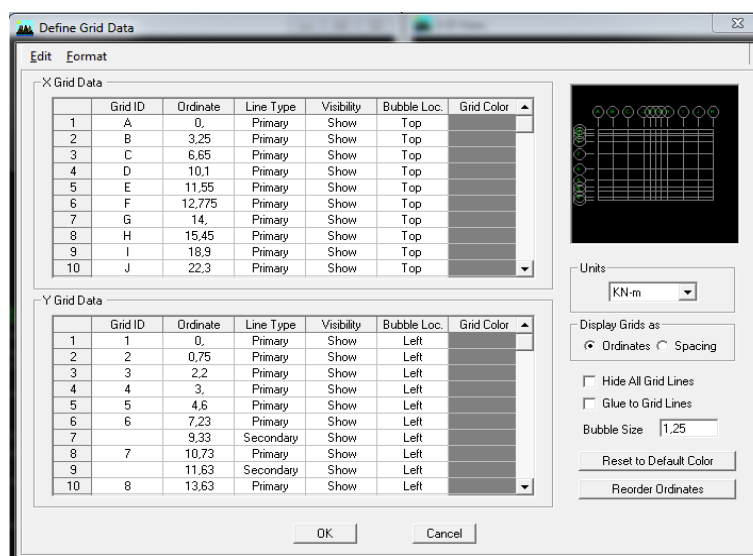


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	ET VIDE	3,6	35,56	Yes		No	0,
11	TERRASSE	3,06	31,96	No	ET8	No	0,
10	ET8	3,06	28,9	Yes		No	0,
9	ET7	3,06	25,84	No	ET5	No	0,
8	ET6	3,06	22,78	No	ET5	No	0,
7	ET5	3,06	19,72	Yes		No	0,
6	ET4	3,06	16,66	No	ET2	No	0,
5	ET3	3,06	13,6	No	ET2	No	0,
4	ET2	3,06	10,54	Yes		No	0,
3	ET1 SERVICE	3,06	7,48	No	RDC	No	0,
2	RDC	4,42	4,42	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,6 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK Cancel

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** puis **Material proprietes** et on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials

Materials:

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

Material Property Data

Material Name: B25

Display Color: Color [Blue]

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design: Design [Concrete]

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume: 2,5

Weight per unit Volume: 25,

Modulus of Elasticity: 32164200,

Poisson's Ratio: 0,2

Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06

Shear Modulus: 13401750,

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f_c: 25000,

Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 500000,

Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 500000,

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor: []

OK

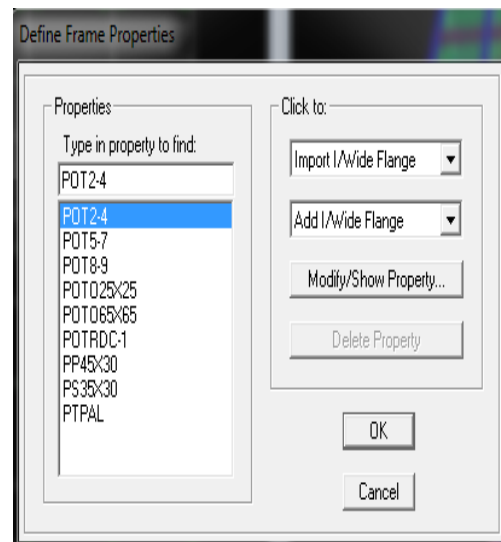
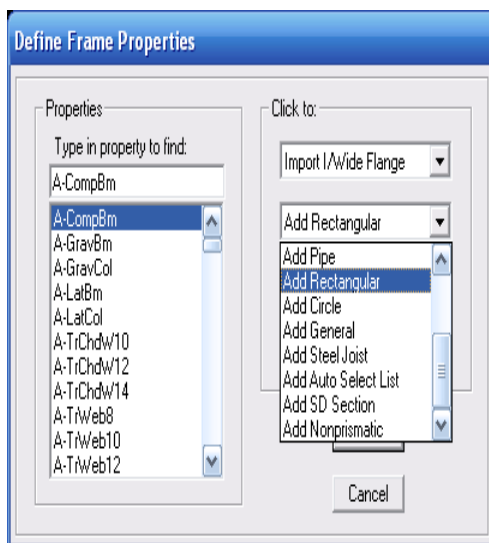
Cancel

3) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

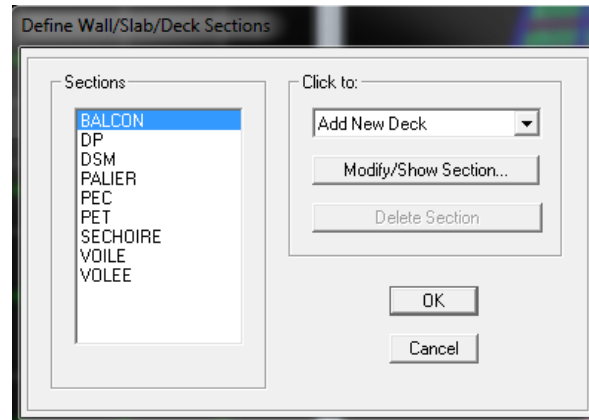
Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



.Après avoir terminé la modélisation des éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



4) Quatrième étape : définition des charges

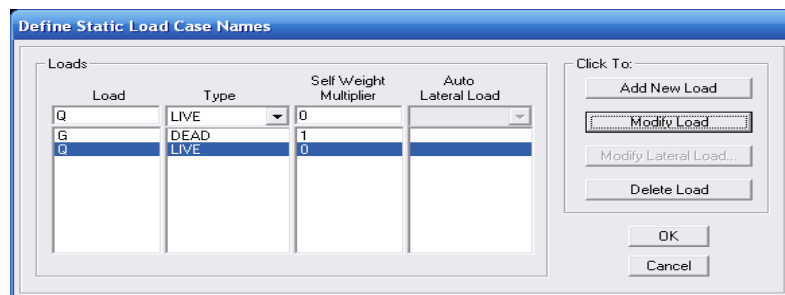
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charges statiques (G et Q)

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

DEAD (charge permanente)

LIVE (Surcharge d'exploitation)



b) Charge dynamique (E)

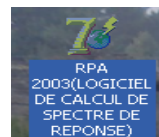
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

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

- Données à introduire dans le logiciel :

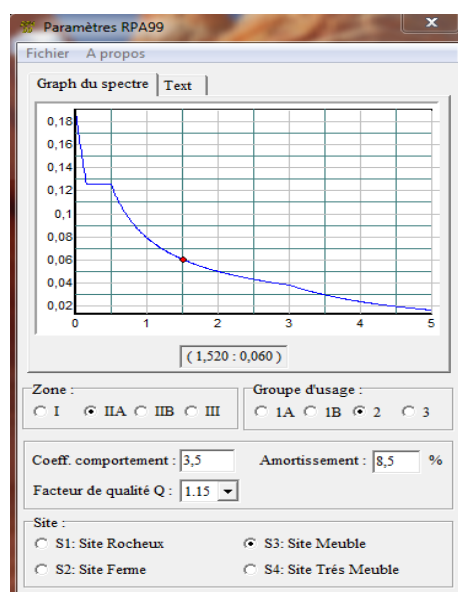
I. Zone : II

- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement mixte portique/voile avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1,15.



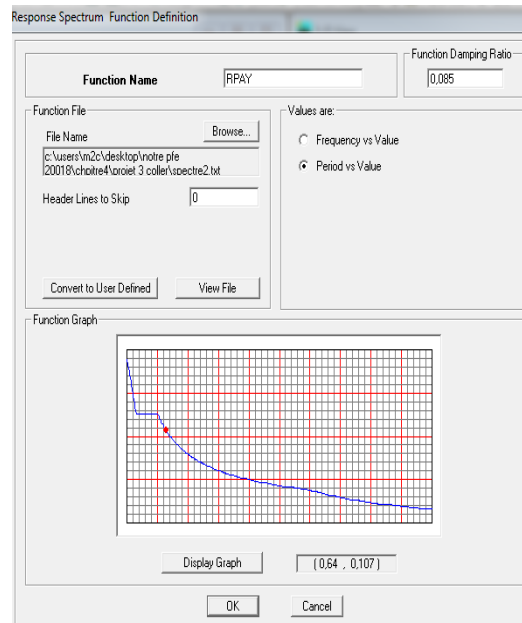
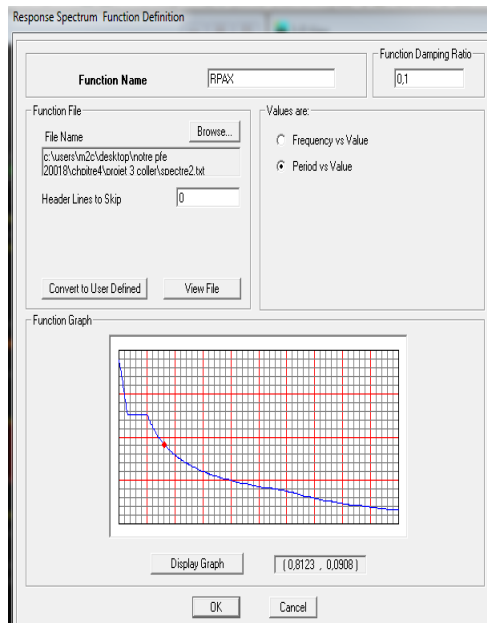
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur *l'onglet Text*.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define —→ **Responses spectrum cases** —→ **Add New Spectrum**

Dans la partie Input **response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

5) cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign → *Frame/line loads* → *Distributed.*

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*.

6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a) Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

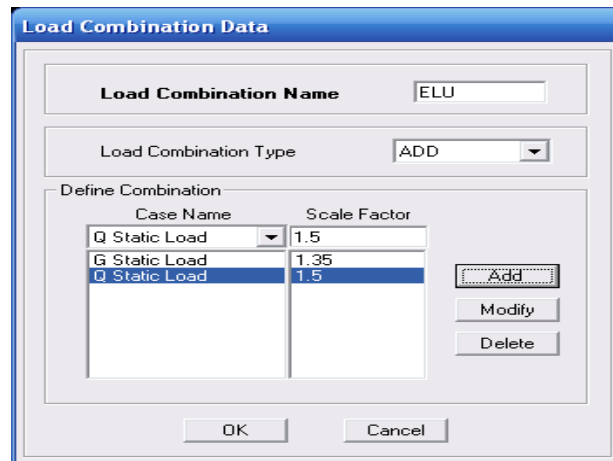
b) Combinaisons accidentelles du RPA :

$G + Q \pm E$: appelée dans le fichier de données GQE.

$0.8G \pm E$: appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → *load Combinations* → *Add New Combo.*



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

7) Septième étape : Spécification des conditions aux limites

(Appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign  \longrightarrow *Joint/point* \longrightarrow *Restraints*

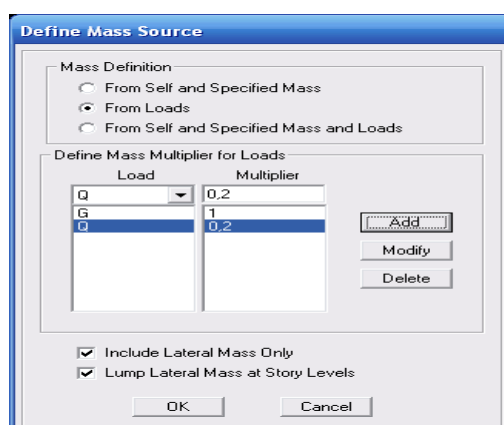


Mass- Source

Define \longrightarrow *Mass source*

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur I pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

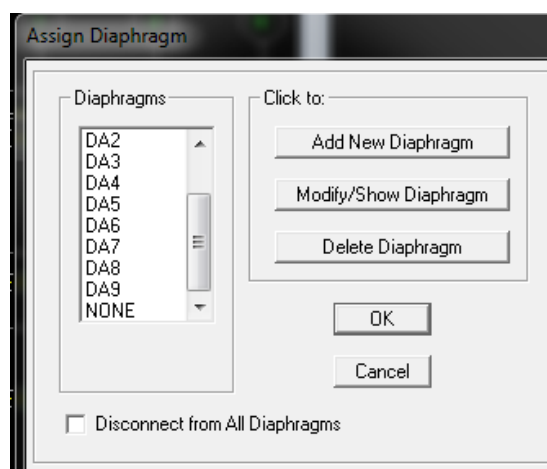


Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

8) Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

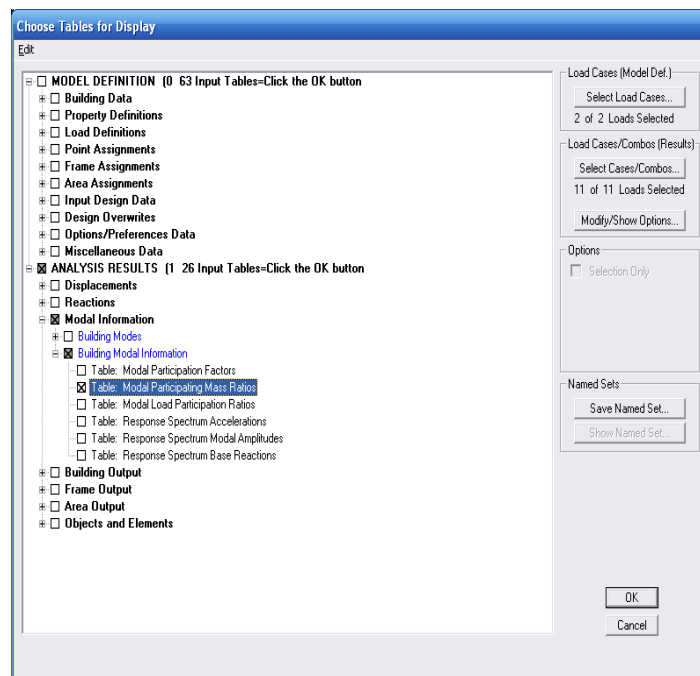
a) Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyse et on sélectionne **Run Analysis**.

b) Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



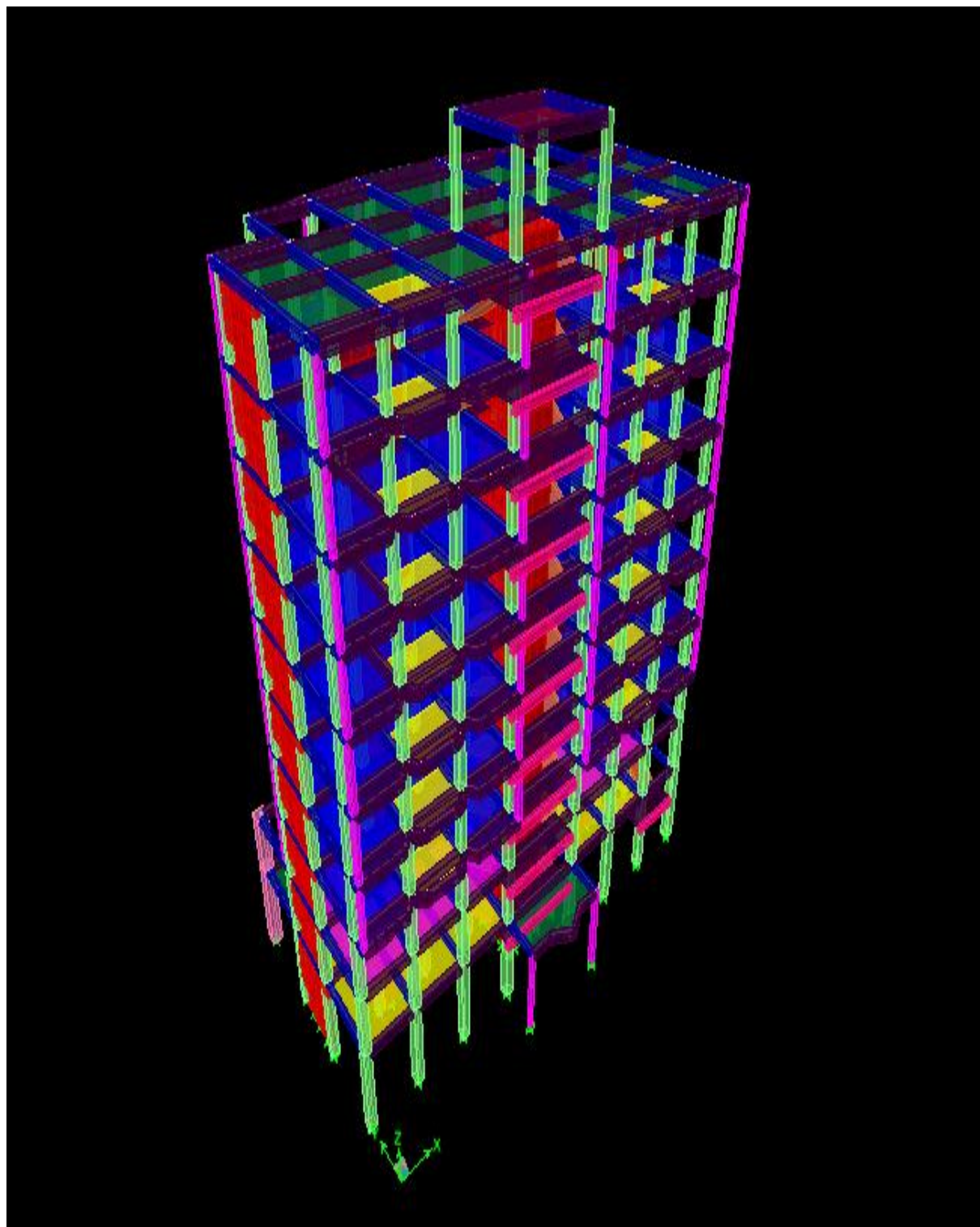


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure

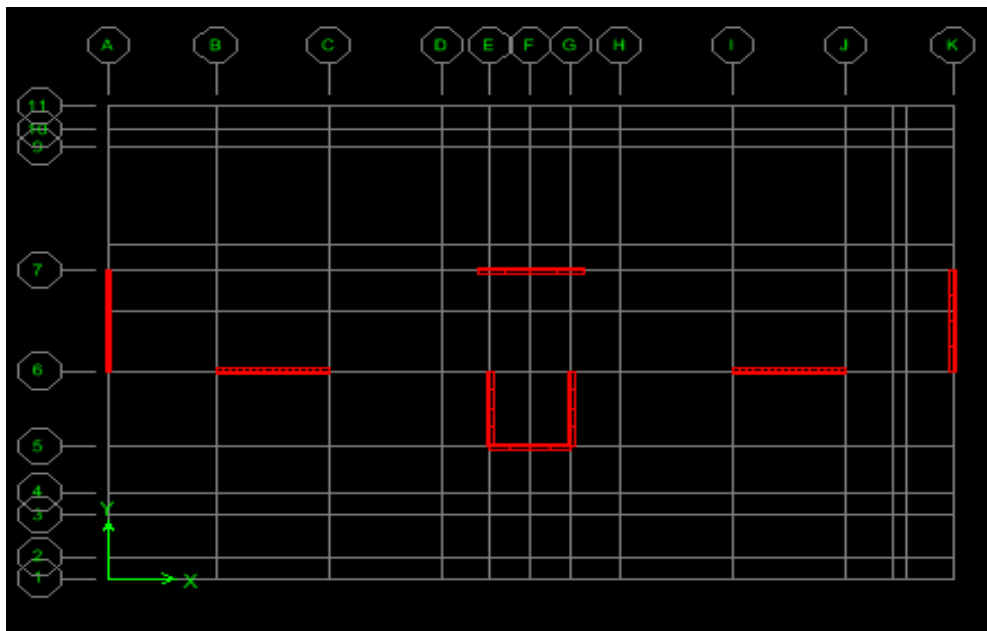


Figure IV.2 : la disposition des voiles

IV.2. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut produire des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

IV.2.2. La méthode modale spectrale :

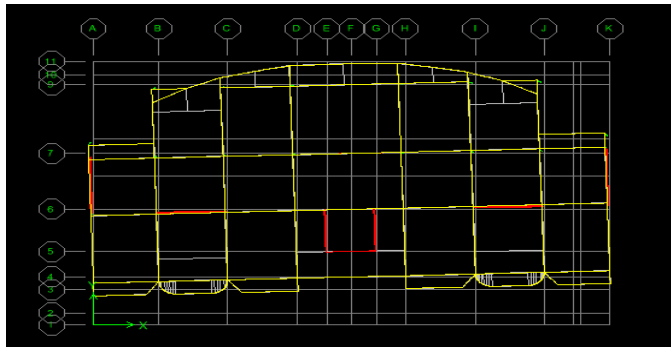
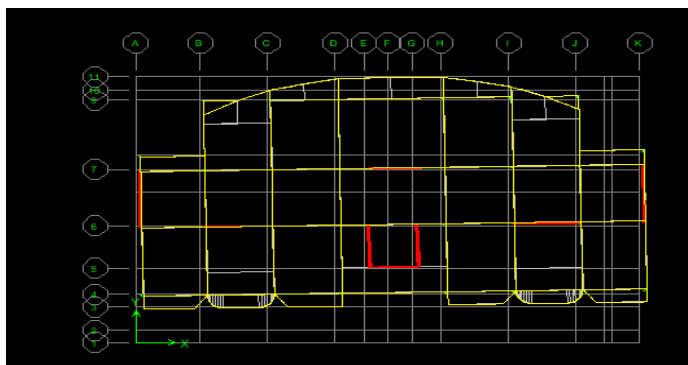
La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

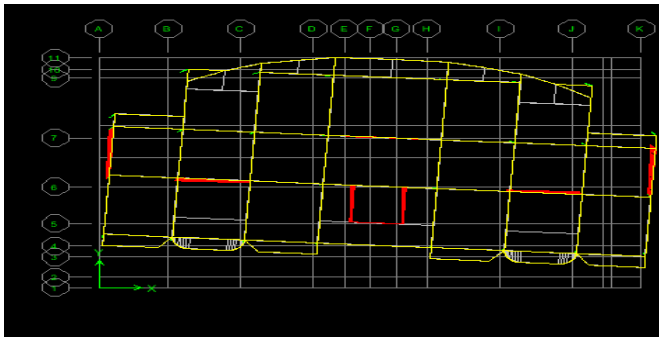
Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Le comportement de la structure.
- La période.
- Système de contreventement.
- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Nombre de mode à considérer.
- Justification vis-à-vis des déformations.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ).
- Le déplacement max.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.

I. Le comportement de la structure :**1^{er} mode translation suivant X-X :****2^{ème} mode translation suivant Y-Y**

3^{ème} mode rotation :**2- La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003 page 45) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 35.56\text{m}$$

- C_t : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$C_t = 0.05$$

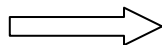
$$\text{D'où : } T = 0,05 \cdot (35.56)^{3/4} = 0,73 \text{ sec}$$

$$\text{On doit vérifiée si : } T_{ETABS} < 1.3 T_{RPA} = 0.73 \times 1.3 = 0.95$$

$$1^{\text{er}} \text{ mode } T_1 = 0.70 < 0.95$$

$$2^{\text{ème}} \text{ mode } T_2 = 0.50 < 0.95$$

$$3^{\text{ème}} \text{ mode } T_3 = 0.43 < 0.95$$



Condition Vérifiée

3-Vérification spécifique pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003).

Otre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{\beta_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

β_c : désigne l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : désigne la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de (50x50) cm. : $N_d=351.27 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**
 $V = \frac{351.27 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.056 < 0.3$
- Pour les poteaux de (45x45) cm. : $N_d=27.76 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**
 $V = \frac{270.76 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.005 < 0.3$
- Pour les poteaux de (40x40) cm. : $N_d=17.54 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**
 $V = \frac{17.54 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.0043 < 0.3$
- Pour les poteaux de (35x35) cm. : $N_d=23.68 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**
 $V = \frac{23.68 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.0077 < 0.3$

4) Justification du système de contreventement :

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel suivant ces étapes

View → Set 3d View

Et a l'aide de l'option **Draw Section Cat. (Combinaison ELS).**

Et on obtiendra la totalité portique +voile

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,6407 Y: 0

End Point X: 28,1316 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12,7455 Y: 1,5365 Z: 0 Angle: 0

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-0,0933	1,7407	-5248,684
Moment	0,	0,	0,	-36036,42	-458,2241	2,6947

Close Refresh

On tire celles des voiles : décoché **beams** et **columns** (représentes les portiques) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,6407 Y: 0

End Point X: 28,1316 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12,7455 Y: 1,5365 Z: 0 Angle: 0

Include: ☒ Floors ☐ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	4,8282	2,9354	-1672,3224
Moment	0,	0,	0,	-9969,517	-819,6798	-23,8191

Close Refresh

$$Z_{tot} = 5248.684 \rightarrow 100\% \quad x_{voile} = 31.86\%$$

$$Z_{voile} = 1672.3224 \rightarrow x\% \quad x_{portique} = 69.13\%$$

Suivant Ex :

$$Z_{tot} = 1797.702 \rightarrow 100\% \quad x_{voile} = 70.72\%$$

$$Z_{voile} = 12771.339 \rightarrow x\% \quad x_{portique} = 29.28\%$$

Suivant Ey :

$$Z_{tot} = 2315.926 \rightarrow 100\% \quad x_{voile} = 87.51\%$$

$$Z_{\text{voile}} 2026.739 \rightarrow x\% \quad x_{\text{portique}}=12.49\%$$

Conclusion : Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

Donc on doit changer le spectre avec changement de la valeur de coefficient de comportement on prend **R= 3,5**.

5-Nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

	Mode	Period	SumUX	SumUY
▶	1	0,708614	19,6633	0,0030
	2	0,505383	70,4862	3,8590
	3	0,428500	73,0503	75,6426
	4	0,186095	80,7298	75,6485
	5	0,165808	80,7452	77,0926
	6	0,158628	82,4016	77,0985
	7	0,140545	87,6525	78,2875
	8	0,128407	87,7644	80,6239
	9	0,127184	88,9579	88,2179
	10	0,085530	92,8431	88,2550
	11	0,069930	93,5915	90,5904
	12	0,065853	94,8512	93,1781

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment et nombre de mode à considéré = **10mode** > à **3 mode** , d'où la condition du RPA est vérifiée.

6-Justification vis-à-vis des déformations. RPA 99/V 2003(Art 4.4.3 P44).

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage, tel que :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq 1\% \times h.$$

Avec :

$$* \delta_K = R \times \delta_{eK}, \quad R = 3.5$$

* h : hauteur d'étage

* δ_K : déplacement latérale au niveau K

* δ_{K-1} : déplacement latérale au niveau K-1.

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous : **show table**→ **déplacements** → **déplacements data** → **Diaphragme CM Déplacement** Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Story	UX	UY	R	skx	sky	dx	dy	1%h	d=sk-sk-1≤1%h
ET VIDE	0,0121	0,0096	3,5	0,04235	0,0336	0,00455	0,0056	0,036	cv
TERRASSE	0,0108	0,008	3,5	0,0378	0,028	0,00315	0,0021	0,0306	cv
ET8	0,0099	0,0074	3,5	0,03465	0,0259	0,00385	0,0021	0,0306	cv
ET7	0,0088	0,0068	3,5	0,0308	0,0238	0,00385	0,0028	0,0306	cv
ET6	0,0077	0,006	3,5	0,02695	0,021	0,00455	0,0028	0,0306	cv
ET5	0,0064	0,0052	3,5	0,0224	0,0182	0,00455	0,0035	0,0306	cv
ET4	0,0051	0,0042	3,5	0,01785	0,0147	0,00455	0,0035	0,0306	cv
ET3	0,0038	0,0032	3,5	0,0133	0,0112	0,0042	0,0035	0,0306	cv
ET2	0,0026	0,0022	3,5	0,0091	0,0077	0,0043	0,00315	0,0306	cv
ET1 SERVICE	0,0014	0,0013	3,5	0,0048	0,00455	0,0027	0,00315	0,0306	cv
RDC	0,0006	0,0004	3,5	0,0021	0,0014	0,0021	0,0014	0,0442	cv

7- L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

* P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

$$K ; \quad P_k = \sum_{i=K}^n (W_{G_i} + \beta W_{Q_i}).$$

* V_K : effort tranchant d'étage au niveau K

* Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1

* h_K : hauteur de l'étage K

Poids de la structure est tirés du logiciel ETABS sous la combinaison **QβQ** en suivant le chemin ci- dessous : **Display** → **show tables**→ **Building Output** → **Story Shears** → **ok**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

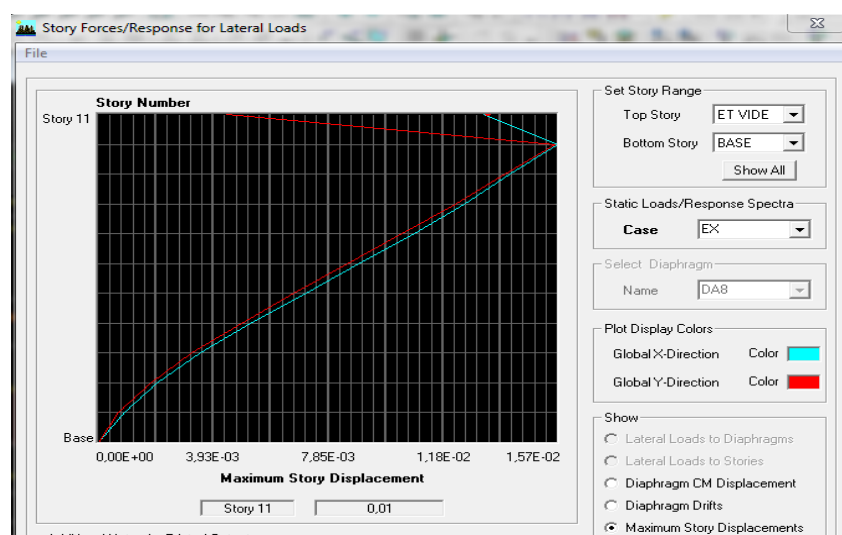
Story	dx	dy	VX	VY	P	h	tx	ty	e≤0,1
ET VIDE	0,00455	0,0056	43,14	45,95	191,23	3,6	0,005603	0,006474	cv
TERRASSE	0,00315	0,0021	463,8	540,97	3433,87	3,06	0,007622	0,004356	cv
ET8	0,00385	0,0021	888,16	1072,09	6784,58	3,06	0,009611	0,004242	cv
ET7	0,00385	0,0028	1245,44	1536,76	10189,98	3,06	0,010294	0,006067	cv
ET6	0,00455	0,0028	1559,47	1951,56	13638,97	3,06	0,013005	0,006385	cv
ET5	0,00455	0,0035	1830,12	2312,54	17059,94	3,06	0,012348	0,008438	cv
ET4	0,00455	0,0035	2054,25	2614,82	20543,61	3,06	0,01487	0,008986	cv
ET3	0,0042	0,0035	2234,64	2857,72	24072,05	3,06	0,014785	0,009645	cv
ET2	0,0043	0,00315	2374,74	3041,19	27562,24	3,06	0,016309	0,009329	cv
ET1 SERVICE	0,0027	0,00315	2458,01	3146,25	30832,31	3,06	0,011067	0,010087	cv
RDC	0,0021	0,0014	2510,24	3197,51	35244,33	4,42	0,00667	0,003491	cv

8-Le déplacement max.

$$\delta_{max} \leq \frac{ht}{500} = \frac{35.56}{500} = 0.0711\text{m} = 7.11 \text{ cm}$$

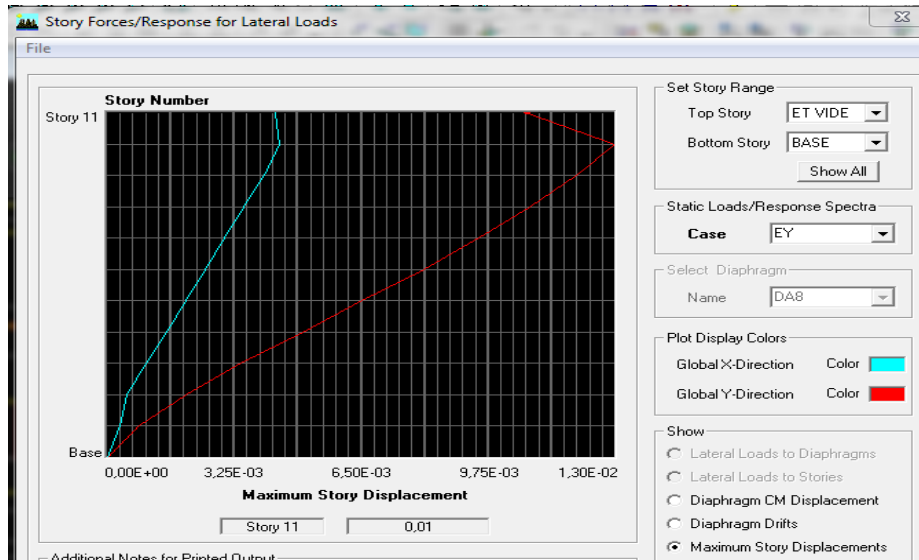
Le déplacement max de la structure est tirés du logiciel ETABS sous la combinaison **E** spectra en suivant le chemin ci- dessous : **Display** → **show story Response Plots**.

• Déplacement max suivant X :



0.01 < 7.11 Condition Vérifiée

- **Déplacement max suivant Y :**



- **0.01 < 7.11 Condition Vérifiée**

9-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} 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_{RPA}

V_{ETABS} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{RPA} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{RPA} = \frac{ADQ}{R} W$$

$A = 0,15$ (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

$R = 3.5$ (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

$W = 35244.33$ (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

➤ **Calcul de facteur de qualité Q** : Le facteur de qualité de la structure est 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 : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon le critère de qualité q “est observé ou non”

Dans notre cas : $Q = 1.15$

➤ **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site S3 donc $T_2 = 0.5$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

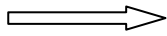
$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad = 0.82$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc pour notre cas on prend $\xi = 10\%$.

$$0.5 \text{ s} < T_{\text{RPA}} = 0.95 \text{ s} < 3 \text{ s}$$



$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.95}\right)^{2/3} = 1.05$$

Application numérique :

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1.05 \times 1.15 \times 35244.33}{3.5}$$

$$V_{RPA} = 1823.89$$

$$0.8 V_{RPA} = 1459.12$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour obtenir l'effort tranchant par ETABS on suit les étapes suivantes :

Display → Show tables → Model Information → Building Modal Information
Response Spectrum Base Reaction et choisir la combinaison E

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	691,91	-16,24	0,00	525,955	16079,973	-6288,579
EX	2	U1	2066,24	582,90	0,00	-13448,887	47858,759	-9361,199
EX	3	U1	104,36	-562,47	0,00	12817,140	2453,196	-8051,747
EX	4	U1	356,12	8,50	0,00	228,881	1208,192	-3088,663
EX	5	U1	0,38	4,90	0,00	-8,565	0,333	59,224
EX	6	U1	59,24	5,60	0,00	33,973	185,473	-472,941
EX	7	U1	191,71	97,49	0,00	-88,035	700,567	-210,796
EX	8	U1	12,79	-48,96	0,00	57,664	51,768	-716,909
EX	9	U1	39,09	-100,75	0,00	116,001	142,941	-1569,557
EX	10	U1	229,20	21,51	0,00	-118,762	1059,359	-1792,774
EX	11	U1	28,91	57,47	0,00	-320,383	135,329	566,752
EX	12	U1	53,58	-89,34	0,00	450,941	232,985	-1533,536
EX	All	All	2510,24	542,38	0,00	12194,525	56014,530	19000,760
EY	1	U2	-16,24	0,38	0,00	-12,342	-377,318	147,515
EY	2	U2	582,90	164,44	0,00	-3793,984	13501,145	-2640,831
EY	3	U2	-562,47	3031,53	0,00	-69080,266	-13221,935	43396,330
EY	4	U2	8,50	0,20	0,00	5,462	28,835	-73,714
EY	5	U2	4,90	62,77	0,00	-109,702	4,261	758,582
EY	6	U2	5,60	0,53	0,00	3,210	17,524	-44,685
EY	7	U2	97,49	49,58	0,00	-44,771	356,280	-107,202
EY	8	U2	-48,96	187,49	0,00	-220,804	-198,229	2745,151
EY	9	U2	-100,75	259,65	0,00	-298,952	-368,380	4044,976
EY	10	U2	21,51	2,02	0,00	-11,146	99,421	-168,251
EY	11	U2	57,47	114,25	0,00	-636,918	269,032	1126,699
EY	12	U2	-89,34	148,97	0,00	-751,936	-388,498	2557,143
EY	All	All	542,38	3197,51	0,00	71335,160	12415,498	42913,535

- Global FX : dans le sens xx :

$$V_{etabs} = 2510.24 \text{ kN}$$

- Global Fy : dans le sens yy :

$$V_{etabs} = 3197.51 \text{ kN}$$

- Vérification :

-Sens xx : $V_{etabs} = 2510.24 \text{ kN} > 80\% V_{RPA} = 1459.12 \text{ kN}$

Condition vérifiée.

-Sens yy : $V_{etabs} = 3197.51 \text{ kN} > 80\% V_{RPA} = 1459.12 \text{ kN}$

Condition vérifiée

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base **V_{etabs}** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

CHAPITRE V

FERAILLAGE

DES POTEAUX

V.1. Ferrailage des poteaux :**V.1.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.1), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

V.1.2.Recommandations du RPA :**Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.8% bh (cm²)	4% bh (cm²)	6% bh (cm²)
Poteaux (50x50)	20	100	150
Poteaux (45x45)	16.20	81	121.5
Poteaux (40x40)	12.80	64	96
Poteaux (35x35)	9.80	49	73.5

Tableau V.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

V.1.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_g}{\gamma_s}$$

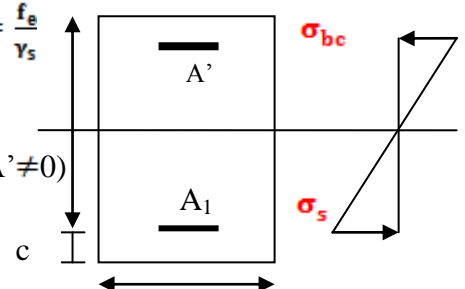
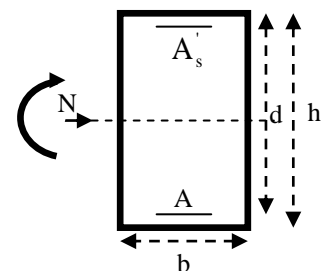
➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

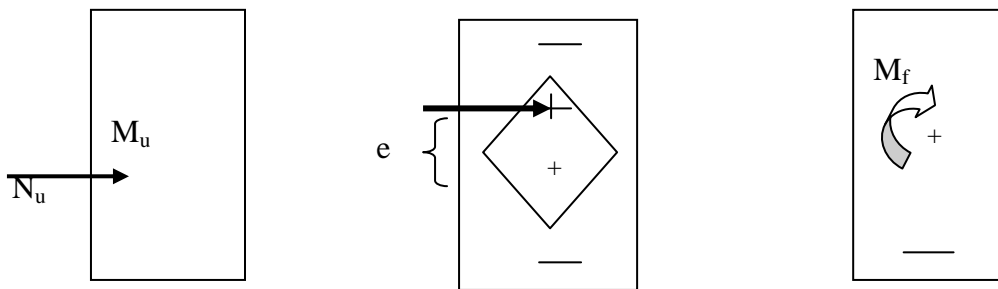
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



➤ 1er cas :

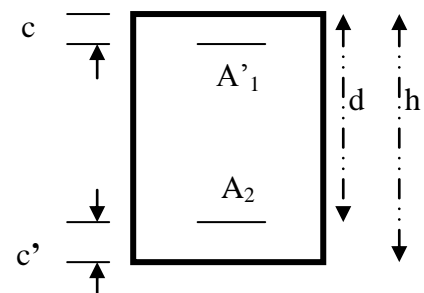
Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



➤ 2^{eme} cas :

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle on prend l'excentricité accidentelle à revoir; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $a : A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferrailage des poteaux:

Sens xx :

Niveau	poteau	N	M	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et étage de service	50x50	N _{min} = 1544.50	M _{cor} = -0.034	SEC	0	0	20	10HA16	20.10
		N _{max} = 60.74	M _{cor} = 17.678	SPC	0	0.17			
		N _{cor} = 779.70	M _{max} =117.46	SEC	0	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45x45	N _{min} = 1680.14	M _{cor} = -5.031	SEC	0	0	16.20	10HA16	20.10
		N _{max} = - 61.73	M _{cor} = 6.051	SEC	0	0			
		N _{cor} = - 216.51	M _{max} =123.117	SPC	0	11.98			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , et 7 ^{ème} étage	40x40	N _{min} = - 892.04	M _{cor} = 14.195	SEC	0	0	12.80	10HA14	15.39
		N _{max} = - 59.66	M _{cor} = 5.386	SET	0.40	1.31			
		N _{cor} = -177.65	M _{max} = 93.982	SPC	0	10.29			
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35x35	N _{min} = - 326.09	M _{cor} = 13.649	SET	3.33	6.04	9.80	10HA12	11.31
		N _{max} = -17.16	M _{cor} = 3.587	SPC	0	0.59			
		N _{cor} = -128.14	M _{max} = 52.649	SPC	0	6.86			

Tableau V.1.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

Remarque : le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que :

- **ZONE 1 :** RDC et étage de service
- **ZONE 2 :** 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- **ZONE 3 :** 5^{ème} au 7^{ème} étage.
- **ZONE 4 :** 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et étage de service	50x50	N _{min} =1544.50	M _{cor} = - 0.034	SEC	0	0	20	10HA16	20.10
		N _{max} = 118.19	M _{cor} = 16.52	SEC	0	0			
		N _{cor} = -335.64	M _{max} = 114.93	SPC	0	12.20			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45x45	N _{min} = 1680.14	M _{cor} = 5.031	SEC	0	0	16,20	10HA16	20.10
		N _{max} = -138.14	M _{cor} = 6.721	SET	1,49	2,48			
		N _{cor} = -303.11	M _{max} =102.73	SPC	0	11,76			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40x40	N _{min} = -892.04	M _{cor} = 14.19	SET	11,62	14,02	12,80	10HA14	15.39
		N _{max} = - 19.13	M _{cor} = 5.724	SPC	0	0.74			
		N _{cor} = -198.10	M _{max} = 65.91	SPC	0	8,26			
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35x35	N _{min} = -326.09	M _{cor} = 13.65	SET	3.33	6.04	9,80	10HA12	11.31
		N _{max} = -10.72	M _{cor} = 3.65	SPC	0	0.50			
		N _{cor} = -142.78	M _{max} =37.4	SPC	0	5,63			

Tableau V.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

V.1.4. Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{ cm}; (a + 10)\text{ cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{ cm}; (35 + 10)\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 12\} = 12\text{ cm}$$

$$S_t \leq 12\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq 10\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 8\text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$ Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$ Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes, dans ce cas la valeur du coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile du rupture par effort tranchant est $\rho_a = 3.75$.

Avec :

 b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée. λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

 l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (50 x 50)

✓ RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.22}{0.50} = 5.96 > 5$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 50 = 1.2\text{ cm}^2 \leq 2.01\text{ cm}^2$ Condition Vérifiée• Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{ cm}^2 \leq 2.01\text{ cm}^2$ Condition Vérifiée✓ Etage de service :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.50} = 4.04 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \rightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.40\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0040 \times 8 \times 50 = 1.60 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0040 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

❖ **Poteaux (45 x45) :**

✓ **Etage 2, 3 et 4 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.45} = 4.49 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times s_t} = 0.44\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

❖ **Poteaux (40 x40) :**

✓ **Etage 5, 6 et 7 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.4} = 5.05 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

❖ **Poteaux (35 x35) :**

✓ **Etage 8 et 9 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.35} = 5.77 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

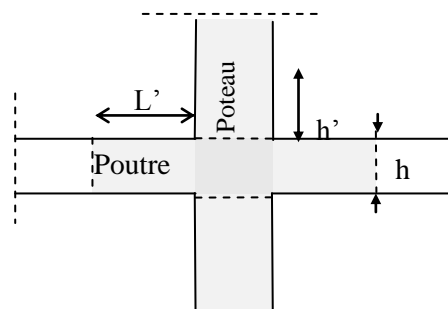


FIG : Zone nodale

	H en (m)	h' en (cm)
Poteaux (50 x 50)	4.42	$h' = \text{Max} \left(\frac{442-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 67.83 \text{ cm}$
	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (45 x 45)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (40x 40)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (35x 35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau V.1.4 : détermination de la zone nodal.

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

$\emptyset 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

$\emptyset 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

$\emptyset 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
50x50	4.42	50	47	82.39	5.96	0.075	0.35	1.875	CV
	3.06	50	47	82.39	4.04	0.04	0.35	1	CV
45x45	3.06	45	42	80.16	4.49	0.04	0.42	1	CV
40x40	3.06	40	37	62.56	5.05	0.075	0.42	1.875	CV
35x35	3.06	35	32	33.82	5.77	0.075	0.30	1.875	CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.5. Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ p = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \cos \varphi = \frac{3q}{2\Delta} \sqrt{\frac{3}{|\Delta|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On prendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :

niveau	N_s (KN)	M_s (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OB S
RDC et étage de service	$N_{min} = 1428.14$	$M_{cor} = 41.24$	5.87	85.80	3.33	52.30	15	348	CV
	$N_{max} = 60.74$	$M_{cor} = 17.68$	0,82	11	0	8.8	15	348	CV
	$N_{cor} = 779.70$	$M_{max} = -117.46$	0	14.6	6.24	86.70	15	348	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{min} = 1257.60$	$M_{cor} = -6.97$	4.51	68.2	5.06	75.40	15	348	CV
	$N_{max} = -61.73$	$M_{cor} = 6.05$	0	7.64	0	23.10	15	348	CV
	$N_{cor} = 216.51$	$M_{max} = 123.12$	6.52	82.60	0	115.50	15	348	CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$N_{min} = -662.16$	$M_{cor} = -0.375$	0	215.8	0	214.4	15	348	CV
	$N_{max} = -59.66$	$M_{cor} = 5.39$	0	9.08	0	29.7	15	348	CV
	$N_{cor} = -177.65$	$M_{max} = 93.98$	5.43	55.6	0	237.6	15	348	CV
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$N_{min} = -241.94$	$M_{cor} = 7.92$	0	60.9	0	96.3	15	348	CV
	$N_{max} = 17.16$	$M_{cor} = 3.59$	0,42	5,31	0	3,69	15	348	CV
	$N_{cor} = -128.14$	$M_{max} = 52.65$	3.9	38.1	0	159.4	15	348	CV

Tableau V.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

Sens y-y :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et étage de service	$N_{min}= 1412.66$	$M_{cor}= 28.56$	5.43	79.9	3.67	56.7	15	348	CV
	$N_{max}= 118.19$	$M_{cor}= 16.52$	0.9	8.05	121.3	120.8	15	348	CV
	$N_{cor}= 335.64$	$M_{max}= 114.92$	5.22	69.1	0	66.9	15	348	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$N_{min}= 1255.33$	$M_{cor}= 5.35$	4,99	74.4	4,57	68.9	15	348	CV
	$N_{max}= 131.14$	$M_{cor}= 6.72$	0,76	10.9	0.23	4.04	15	348	CV
	$N_{cor}= 303.11$	$M_{max}= 102.73$	5,81	75.6	0	73.2	15	348	CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$N_{min}= 668.40$	$M_{cor}= 4.06$	3,48	51.6	3.01	45.6	15	348	CV
	$N_{max}= - 19.13$	$M_{cor}= 5.72$	0.26	2.27	0	17,10	15	348	CV
	$N_{cor}= 198.10$	$M_{max}= 65.91$	5,42	68.6	0	75,2	15	348	CV
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$N_{min}= 246.01$	$M_{cor}= 8.20$	2,4	32.7	14.5	0.84	15	348	CV
	$N_{max}= - 10.72$	$M_{cor}= 3.65$	0,31	2.77	0	15.8	15	348	CV
	$N_{cor}= - 142.78$	$M_{max}= 37.47$	4.87	60,3	0	63.2	15	348	CV

Tableau V.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{adopter} \geq A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et étage de service	$N_{min}= 1428.14$	$M_{cor}= 41.24$	0.03	6.83	24.13	CV
	$N_{max}= 60.74$	$M_{cor}= 17.68$	0.29	6.96		CV
	$N_{cor}= 779.70$	$M_{max}= -117.46$	0.15	6.89		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$N_{min}= 1257.60$	$M_{cor}= -6.97$	0.006	5.49	22.24	CV
	$N_{max}= - 61.73$	$M_{cor}= 6.05$	0.10	5.53		CV
	$N_{cor}= 216.51$	$M_{max}= 123.12$	0.57	5.74		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$N_{min}= - 662.16$	$M_{cor}= - 0.375$	0.0005	4.30	18.47	CV
	$N_{max}= -59.66$	$M_{cor}= 5.39$	0.09	4.33		CV
	$N_{cor}= -177.65$	$M_{max}= 93.98$	0.53	4.51		CV
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$N_{min}= -241.94$	$M_{cor}= 7.92$	0.03.	3.26	12.32	CV
	$N_{max}= 17.16$	$M_{cor}= 3.59$	0.21	3.32		CV
	$N_{cor}= -128.14$	$M_{max}= 52.65$	0.41	3.39		CV

Tableau V.1.8 : vérification du Condition de non fragilité (sens x-x).

Sens y-y :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et étage de service	$N_{min}= 1412.66$	$M_{cor}= 28.56$	0.02	6.83	24.13	CV
	$N_{max}= 118.19$	$M_{cor}= 16.52$	0.14	6.89		CV
	$N_{cor}= 335.64$	$M_{max}= 114.92$	0.34	6.98		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$N_{min}= 1255.33$	$M_{cor}= 5.35$	0.004	5.49	22.24	CV
	$N_{max}= 131.14$	$M_{cor}= 6.72$	0.05	5.51		CV
	$N_{cor}= 303.11$	$M_{max}= 102.73$	0.34	5.64		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$N_{min}= 668.40$	$M_{cor}= 4.06$	0.006	4.30	18.47	CV
	$N_{max}= - 19.13$	$M_{cor}= 5.72$	0.30	4.41		CV
	$N_{cor}= 198.10$	$M_{max}= 65.91$	0.33	4.43		CV
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$N_{min}= 246.01$	$M_{cor}= 8.20$	0.03	3.26	12.32	CV
	$N_{max}= - 10.72$	$M_{cor}= 3.65$	0.33	3.37		CV
	$N_{cor}= - 142.78$	$M_{max}= 37.47$	0.26	3.34		CV

Tableau V.1.9 : vérification du Condition de non fragilité (sens y-y)

CHAPITRE VI

FERAILLAGE

DES POUTRES

VI.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

- 1.35G + 1.5Q : à l'ELU.
- G + Q : à l'ELS.
- G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

VI.2.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0.5% b h	4% b h	6% b h)
Poutres principales (45*30)	6,75	54	81
Poutres secondaires (35*30)	5.25	36	63

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II_a .
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2. Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad : \text{En zone de recouvrement}$$

VI.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

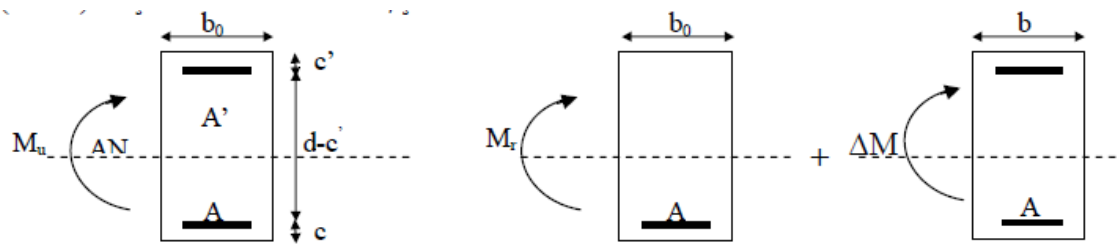


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Poutre principale :

ZONES	effort	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G± E
Zone1	M_+ (KN.m)	25.009	48.49	24.134	23.63
	M_- (KN.m)	20.512	70.87	27.264	23.311
	V_2 (KN)	29.80	21.73	24.57	19.34
Zone2	M_+ (KN.m)	20.858	40.70	35.487	33.784
	M_- (KN.m)	27.074	94.87	39.761	32.921
	V_2 (KN)	23.96	17.04	29.65	23.71
Zone3	M_+ (KN.m)	25.352	40.81	38.118	34.531
	M_- (KN.m)	32.697	94.90	41.986	33.26
	V_2 (KN)	25.50	18.46	30.52	23.76
Zone4	M_+ (KN.m)	25.053	41.57	36.388	31.311
	M_- (KN.m)	32.959	94.92	37.728	29.56
	V_2 (KN)	24.75	17.92	26.83	20.21

Poutres secondaires :

ZONES	effort	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G± E
Zone1	M_+ (KN.m)	32.859	12.56	24.006	20.152
	M_- (KN.m)	42.336	18.12	35.59	23.788
	V_2 (KN)	75.37	54..94	57.63	39.26
Zone2	M_+ (KN.m)	34.868	13.02	25.464	17.528
	M_- (KN.m)	59.169	18.40	43.425	28.068
	V_2 (KN)	84.33	61.05	63.35	40.94
Zone3	M_+ (KN.m)	36.582	24.28	26.744	17.066
	M_- (KN.m)	56.27	30.09	52.081	36.65
	V_2 (KN)	81.64	59.12	61.04	40.33
Zone4	M_+ (KN.m)	37.377	29.69	27.435	18.924
	M_- (KN.m)	59.142	36.21	45.698	29.543
	V_2 (KN)	80.66	58.42	59.67	39.13

Remarque : le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE 1 : RDC et 1^{ème} étage

ZONE 2 : 2^{ème} au 4^{ème} étage

ZONE 3 : 5^{ème} au 7^{ème} étage

ZONE 4 : 8^{ème} au 9^{ème} étage

Poutre principale :

Zone	travée	M_U	μ	obs	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$
	appuis	(KN.m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Zone 1	travée	25.009	0,033	SSA	0,983	1.74	6.75	3HA14+3HA10=6.97
	appui	20.512	0,027	SSA	0,986	1,42	6.75	3HA14+3HA10=6.97
Zone 2	travée	20.858	0,027	SSA	0,986	1.48	6.75	3HA14+3HA10=6.97
	appui	27.074	0,077	SSA	0.959	1.93	6.75	3HA14+3HA10=6.97
Zone 3	travée	25.352	0,036	SSA	0.982	1.76	6.75	3HA14+3HA10=6.97
	appui	32.679	0,044	SSA	0.978	1.65	6.75	3HA14+3HA10=6.97
Zone 4	travée	25.053	0,033	SSA	0.983	1.74	6.75	3HA14+3HA10=6.97
	appui	32.959	0,044	SSA	0.978	2.30	6.75	3HA14+3HA10=6.97

Poutres secondaires :

zones	travée	M_U	μ	obs	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$
	appuis	(KN.m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Zone 1	travée	32.859	0,075	SSA	0,960	2.23	5,25	3HA12+3HA10=5.74
	appui	42.336	0,097	SSA	0,949	3.77	5,25	3HA12+3HA10=5.74
Zone 2	travée	34.868	0,080	SSA	0,958	2.25	5,25	3HA12+3HA10=5.74
	appui	59.169	0,096	SSA	0.949	5.59	5,25	3HA12+3HA10=5.74
Zone 3	travée	36.582	0,136	SSA	0.927	3.55	5,25	3HA12+3HA10=5.74
	appui	56.27	0.128	SSA	0.931	5.43	5,25	3HA12+3HA10=5.74
Zone 4	travée	37.377	0.085	SSA	0.955	3.51	5,25	3HA12+3HA10=5.74
	appui	59.142	0.136	SSA	0.927	5.73	5,25	3HA12+3HA10=5.74

VI. 2.5. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

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

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$ Avec : T_{\max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $\frac{29.80 \times 10}{30 \times 42} = 0.24 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{84.33 \times 10}{30 \times 32} = 0.89 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{Y_b} a \cdot b$$

- Poutre principales : $T_{\max} = 29.80 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 648 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire :
 $T_{\max} = 84.33 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 30 \times 10^{-1} = 594 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$\text{- Poutre principales : } \left(29.8 - \frac{32.697}{0.9 \times 0.42}\right) = -59.70 < 0$$

$$\text{- Poutre secondaires : } \left(84.33 - \frac{59.169}{0.9 \times 0.32}\right) = -121.12 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

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

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\text{- Poutre principales : } \sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 2 = 18.84$$

$$\tau_u = \frac{29.8}{0.9 \times 42 \times 18.84} \times 10 = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\text{- Poutre secondaire : } \sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 2 = 33.91$$

$$\tau_u = \frac{84.33}{0.9 \times 32 \times 33.91} \times 10 = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{- Pour } \phi 20 : L_s = 70.42 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 75 \text{ cm.}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.38\text{cm}$ soit : $L_s = 50\text{cm}$.
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32\text{cm}$ soit : $L_s = 45\text{cm}$.

Les règles BAEL91 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 $0.4L_s$.

- Pour $\phi 20$: $L_s = 30\text{cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20\text{cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 16\text{cm}$

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = (1.28; 3; 1.2) = 1.28\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

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

- Poutre principales : $S_t \leq \min(0.9 \times 42; 40 \text{ cm}) = (37.2; 40\text{cm}) =$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t \leq \min(0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28.8; 40\text{cm}) =$
Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principal :
- $$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (11.25; 16.8; 30) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (8.75; 16.8; 30) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

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

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI. 2.5. Vérifications à L'ELS :

a. **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

b. **Etat limite de compression du béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre principal :**a) Aux appuis :**

Zones	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Zone1	70.85	6.78	0.53	0.891	30.87	279.24	9.05	15	ok
Zone2	94.87	7.92	0.63	0.883	27.37	341.08	12.46	15	ok
Zone3	94.90	7.92	0.63	0.833	27.37	323.09	11.80	15	ok
Zone4	94.92	7.92	0.63	0.833	27.37	323.16	11.80	15	ok

b) En travée :

Zones	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Zone1	48.49	4.71	0.37	0.905	37.63	270.85	7.19	15	ok
Zone2	40.70	4.71	0.37	0.905	37.63	227.34	6.04	15	ok
Zone3	40.81	4.71	0.37	0.905	37.63	227.95	6.05	15	ok
Zone4	41.57	4.71	0.37	0.905	37.63	232.19	6.17	15	ok

Tableau V-5: vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS**Poutre secondaire :****a) Aux appuis**

Zones	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc} (MPa) a)	σ̄ _{bc} (MPa) a)	obs
Zone1	18.12	3.14	0.32	0.911	41.18	197.95	4.80	15	ok
Zone2	18.40	3.14	0.32	0.911	41.18	201.01	4.88	15	ok
Zone3	30.09	3.14	0.32	0.911	41.18	337.56	8.19	15	ok
Zone4	36.21	3.92	0.90	0.835	36.02	345.71	9.59	15	ok

b) En travée

Zones	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Zone1	12.56	2.01	0.20	0.927	53.49	210.65	3.94	15	ok
Zone2	13.02	2.01	0.20	0.927	53.49	218.38	4.08	15	ok
ZoneI3	24.28	3.14	0.32	0.911	41.18	265.25	6.44	15	ok
Zone4	29.69	3.14	0.32	0.911	41.18	324.35	7.88	15	ok

Tableau V-5 vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS**c. 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.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = 1.07 \text{ cm}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 1.07 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- Poutre principal :

$$f = 0.069 \text{ cm} < \bar{f} = 1.07 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

CHAPITRE VII

FERAILLAGE

DES VOILES

VII .1. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales E dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA version 2003 : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC et 1^{er} étage.
- ✓ **Zone II :** 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- ✓ **Zone III :** 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.
- ✓ **Zone IV :** 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VII.1.1 Exposé de la méthode de calcul:**1. Armatures verticales :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour des 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.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

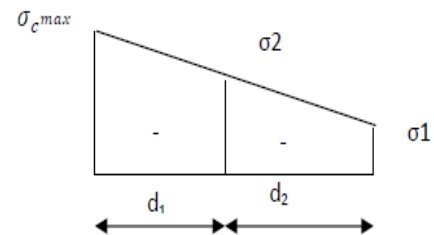


Figure VI.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_1 \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : e : épaisseur du voile.
 σ_s : contrainte de l'acier.
 B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

a. Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_1}{\sigma_s}$

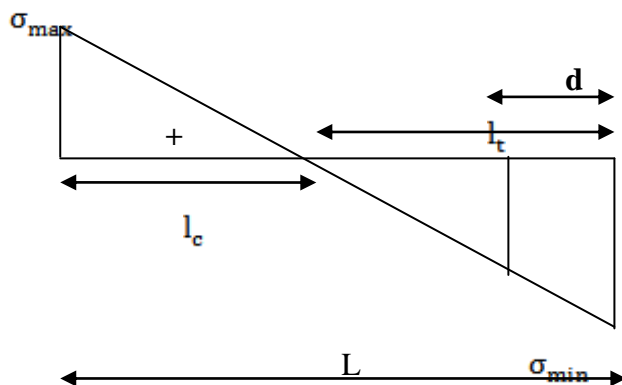


Figure VI.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

b. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

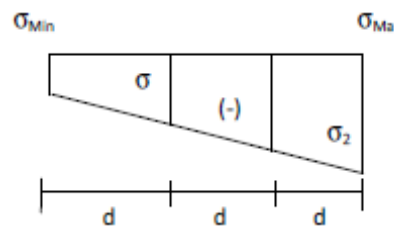


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. **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) épingles au mètre carré de surface.

4. **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

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.

5. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est supérieure à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 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.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

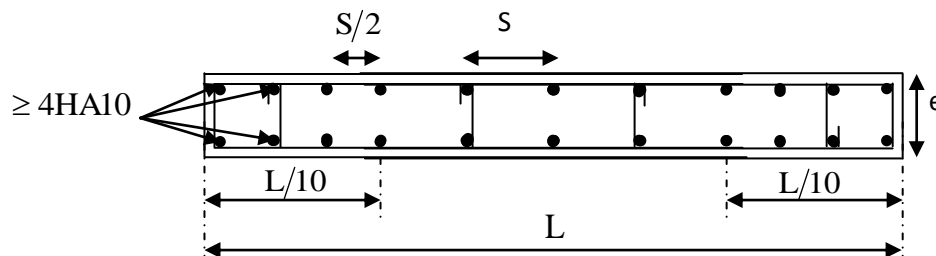


Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ct}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

1

Exemple de calcul de voile :

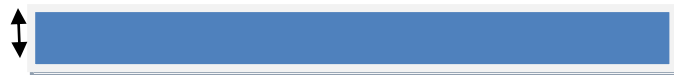
Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VT; $L=3.50\text{m}$ dans le sens yy.

a) Caractéristiques géométriques

Zone I:

$$L=3.5\text{m}, I=0.71\text{m}^4$$

$$0.20\text{m}$$



$$B=0.70\text{m}^2$$

$$3.50\text{m}$$

b) Sollicitation de calcul

$$N_{\text{corés}} = 732.89 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 3695.896 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = 1.75 \text{ m}$$

$$T = 429.27 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{Max}} = \frac{732.89}{0.70} + \frac{3695.896 \times 1.75}{0.71} = 10.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{732.89}{0.70} - \frac{3695.896 \times 1.75}{0.71} = -8.06 \text{ MPa} \end{cases}$$

c) Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} L = 1.95 \text{ m}$$

$$L_t = 3.5 - 1.95 = 1.55 \text{ m}$$

d) Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = 1.30 \text{ m.}$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

On prend $d = \frac{L_t}{2} = 0.775 \text{ m}$

e) Détermination de N

Zone tendue

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \rightarrow \sigma_1 = -2.03 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = 471.98 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 157.33 \text{ KN}$$

f) Calcul des armatures verticales

✓ 1^{er} bande : $d = 0.775 \text{ m}$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 13.56 \text{ cm}^2$$

✓ 2^{eme} bande : $d = 0.775 \text{ m}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

g) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_s}; 0.002 B_1 \right) = \max \left(\frac{77.5 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 20 \times 77.5 \right) = 8.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{v1} = 13.56 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{bande à}$$

h) Ferrailage adopté

$$A_1 = 13.56 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$\text{On opte } 2 \times 6 \text{HA12} = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$\text{On opte } 6 \text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

i) Armatures horizontales

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} \cdot 0.15\% B_1 \right) = \max \left(\frac{13.57}{4}; 0.0015 \times 77.5 \times 20 \right) = \{3.39; 2.325\}$$

$$A_H = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow 3 \text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

• L'espacement des barres verticales et horizontales :

$$S_t \leq \min (1.5x_e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (30; 30 \text{ cm})$$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

j) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

k) les potelets

Vu que la section d'armatures dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

l) vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} = 30cm \quad \text{condition vérifiée}$$

m)-vérifications

- **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{732.89 \times 10^3}{0.70 \times 10^6 + 15 \times 18.08 \times 10^2} = 1.00 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.5 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 429.27 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.95 \text{MPa} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{429.27 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 350} = 0.68 \text{MPa} \leq \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,4	3,4	3,4	3,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,68	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		478,74	187,67	297,73	698,64
	σ_{\min} [KN/m ²]		-3994,52	-2647,14	-2025,31	-1376,6
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	V _u (kN)		269,58	207,6	130,02	49,9
	L _t (m)		3,04	3,17	2,96	2,26
	L _c (m)		0,36	0,23	0,44	1,14
	d (m)		1,518	1,587	1,482	1,128
	σ_1 [KN/m ²]		1997,260	1323,570	1012,655	688,300
	N (kN)	N ₁	909,59	630,33	450,26	232,86
		N ₂	303,196	210,111	150,088	77,619
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,74	15,76	11,26	5,82
		A _{v2}	7,58	5,25	3,75	1,94
	A _{vj} (cm ²)		10,38	7,99	5,01	1,92
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,33	17,76	12,51	6,30
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.17	7,25	5,00	1,94
	A _{min} (cm ²)		15,94	16,67	15,56	11,84
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	27.7	20.36	20.36	14.12
		Bande 2	18.01	18.01	18.01	12.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	(2 * 9) HA14	(2 *9)HA12	(2*9)HA12	(2*9)HA10
		Bande 2	(2* 8)HA12	(2 * 8)HA12	(2* 8)HA12	(2 * 8)HA10
	S _t (cm)	Bande1	16	16	16	16
		Bande 2	18	18	18	18
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		9,11	9,52	6,00	6,77
	A _H /nappe (cm ²)		6.94	5.09	5.09	3.53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA12/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe
	ep =20cm		(A=10.18cm ²)	(A=10.18cm ²)	(A=7.06cm ²)	(A=7.06cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	2,847	1,858	0,212	2,847
		t _b (MPa)	4,786	3,402	0,297	4,786
	ELS	N _s (kN)	1334,844	975,45	517,21	133,53
		s _b (MPa)	1,75	1,33	0,72	0,17

Ferrailage des voiles longitudinaux VL2:

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,98	2,98	2,98	2,98
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,596	0,596	0,596	0,596
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		1754,76	481,61	667,69	1041,06
	σ_{\min} [KN/m ²]		-3959,03	-2144,71	-2037,67	-2020,48
	Nature de la section		SPC	SET	SET	SPC
	V _u (kN)		96,33	103,99	77,43	33,25
	L _t (m)		2,06	2,43	2,24	1,97
	L _c (m)		0,92	0,55	0,74	1,01
	d (m)		1,032	1,217	1,122	0,983
	σ_1 [KN/m ²]		1979,515	1072,355	1018,835	1010,240
	N (kN)	N ₁	613,10	391,44	343,02	298,02
		N ₂	204,366	130,481	114,340	99,340
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,33	9,79	8,58	7,45
		A _{v2}	5,11	3,26	2,86	2,48
	A _{vj} (cm ²)		3,71	4,00	2,98	1,28
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16,25	10,79	9,32	7,77
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,04	4,26	3,60	2,48
	A _{min} (cm ²)		10,84	12,78	11,78	10,33
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	18.01	18.01	12.56	12.56
		Bande 2	11.3	13.56	13.56	13.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	(2 * 8)HA12	(2 * 8)HA12	(2 * 8)HA10	(2 * 8)HA10
		Bande 2	(2 * 6)HA10	(2 * 6)HA12	(2*6)HA12	(2*6)HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,19	7,30	6,00	5,90
	A _H /nappe (cm ²)		4.50	4.50	3.14	3.14
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=6.28cm²)	(A=9.05cm²)	(A=6.28cm²)	(A=6.28cm²)
	Armature transversale		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	t _u (MPa)	2,847	1,858	0,144	2,847
		t _b (MPa)	4,786	3,402	0,202	4,786
	ELS	N _s (kN)	83,09	562,1	294,2	191,74
		s _b (MPa)	0,12	0,86	0,46	0,28

Ferrailage des voiles transversaux VT :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	3,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,7	0,7	0,7	0,7
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1349,9	1025,04	979,04	1958,94
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3959,03	-2144,71	-2037,67	-2370,48
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC
	V _u (kN)	429,27	190,09	91,74	162,16
	L _t (m)	2,61	2,37	2,36	1,92
	L _c (m)	0,89	1,13	1,14	1,58
	d (m)	1,305	1,184	1,182	0,958
	σ_1 [KN/m ²]	1979,515	1072,355	1018,835	1185,240
	N (kN)	N ₁	775,00	380,93	361,30
		N ₂	258,332	126,976	120,432
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,37	9,52	9,03
		A _{v2}	6,46	3,17	3,01
	A _{vj} (cm ²)	16,53	7,32	3,53	6,24
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23,51	11,35	9,92
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10,59	5,00	3,89
	A _{min} (cm ²)	13,70	12,43	12,41	10,06
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.62	18.01	12.56
		Bande 2	15.84	15.84	12.84
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	(2 * 8)HA14	(2* 8)HA12	(2* 8)HA10
		Bande 2	(2* 7)HA12	(2 * 7)HA12	(2*7)HA12
	S _t (cm)	Bande1	15	15	15
		Bande 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	7,83	7,10	6,00	5,75
	A _H /nappe (cm ²)	6.115	4.525	4,2	4.2
	Choix des barres/nappe (cm ²)	8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe
	ep =20cm	(A=9.02cm ²)	(A=9.02cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	2,847	1,858	0,146
		t _b (MPa)	4,786	3,402	0,204
	ELS	N _s (kN)	732,89	516	260,38
		s _b (MPa)	0,93	0,68	0,35

Ferrailage des voiles VLA:

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone VI
Caractéristiqu es géométriques	L (m)		2,2	2,2	2,2	2,2
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,44	0,44	0,44	0,44
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		1411,97	2946,72	2950,62	2820,83
	σ_{\min} [KN/m ²]		-5777,28	-4727,1	-4270,9	-3838,77
	Nature de la section		SPC	SET	SET	SPC
	V _u (kN)		275,04	139,18	94,17	33,82
	L _t (m)		1,77	1,36	1,30	1,27
	L _c (m)		0,43	0,84	0,90	0,93
	d (m)		0,884	0,678	0,651	0,634
	σ_1 [KN/m ²]		2888,640	2363,550	2135,450	1919,385
	N (kN)	N ₁	766,03	480,47	416,77	365,11
		N ₂	255,344	160,155	138,923	121,702
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,15	12,01	10,42	9,13
		A _{v2}	6,38	4,00	3,47	3,04
	A _{vj} (cm ²)		10,59	5,36	3,63	1,30
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	21,80	13,35	11,33	9,45
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9.03	5,34	4,38	3,37
	A _{min} (cm ²)		9,28	7,11	6,83	6,66
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.62	18.10	12.56	12.56
		Bande 2	11.12	7.84	7.84	7.84
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	(2 * 8)HA14	(2* 8)HA12	(2 *8)HA10	(2* 8)HA10
		Bande 2	(2* 5)HA12	(2* 5)HA10	(2* 5)HA10	(2*5)HA10
	S _t (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	16	16	16	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,30	4,07	6,00	3,80
	A _H /nappe (cm ²)		6.115	4.525	4.525	4.525
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nap pe	8HA10/nap pe	8HA10/nap pe	8HA10/nap pe
	ep =20cm		(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contraint e	t _u (MPa)	2,847	1,858	0,238	2,847
		t _b (MPa)	4,786	3,402	0,333	4,786
	ELS	N _s (kN)	48,06	127,09	72,4	4,84
s _b (MPa)		0,09	0,26	0,15	0,01	

Ferrailage des voiles VTA :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,65	2,65	2,65	2,65
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,53	0,53	0,53	0,53
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		3179,49	4320,03	4320,03	2520,83
	σ_{\min} [KN/m²]		-4940,5	-4938,52	-4938,52	-3838,77
	Nature de la section		SPC	SET	SET	SPC
	V _u (kN)		1333,08	514,43	435,73	273,91
	L _t (m)		1,61	1,41	1,41	1,60
	L _c (m)		1,04	1,24	1,24	1,05
	d (m)		0,806	0,707	0,707	0,800
	σ_1 [KN/m²]		2470,250	2469,260	2469,260	1919,385
	N (kN)	N ₁	597,44	523,55	523,55	460,53
		N ₂	199,146	174,517	174,517	153,511
	A _v (cm²)	A _{v1}	14,94	13,09	13,09	11,51
		A _{v2}	4,98	4,36	4,36	3,84
	A _{vj} (cm²)		51,32	19,81	16,78	10,55
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	27,77	18,04	17,28	14,15
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	17.81	9,31	8,56	6.74
	A _{min} (cm²)		8,46	7,42	7,42	8,40
	A _v adopté (cm²)	Bande1	30.72	20.36	20.36	20.36
		Bande 2	18,1	12,56	12.56	12.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	(2* 10)HA14	(2 * 9)HA12	(2 * 9)HA12	(2 * 9)HA12
		Bande 2	(2* 8)HA12	(2 * 8)HA10	(2* 8)HA10	(2 * 8)HA10
	S _t (cm)	Bande1	8	8	8	8
		Bande 2	16	16	16	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,84	4,24	6,00	4,80
	A _H /nappe (cm²)		7.68	5.09	5.09	5.09
	Choix des barres/nappe (cm²)		7HA12/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe
	ep =20cm		(A=7.92cm²)	(A=7.92cm²)	(A=7.92cm²)	(A=7.92cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	t _u (MPa)	2,847	1,858	0,913	2,847
		t _b (MPa)	4,786	3,402	1,279	4,786
	ELS	N _s (kN)	499,07	443,82	435,73	273,91
s _b (MPa)		0,81	0,76	0,76	0,45	

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRA- STRUCTURE

VIII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

- **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

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ; les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VIII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier . Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie

- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 938.12 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{938.12}{200}} = 2.17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

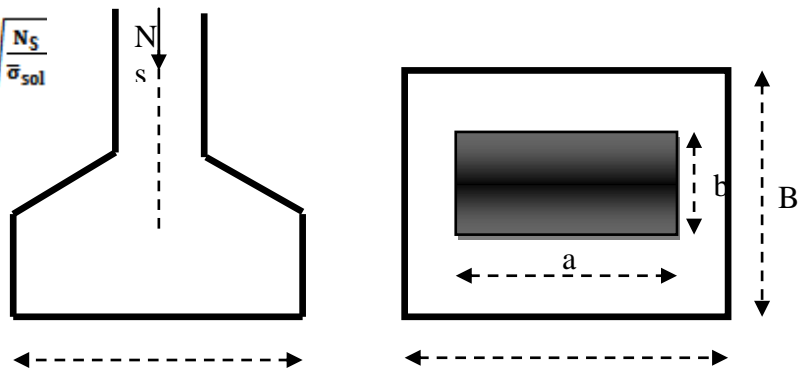


Figure VIII.1 : dimensionnement d'une fondation

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec :} \quad N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	3704.86	3.40	5.45	18.53
VL2	2359.18	3.10	3.80	11.78
VL3	1211.58	2.20	2.75	6.05
VL4	1957.86	3.40	2.88	9.79
				$\Sigma = 46.15$

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).**Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	3350.67	3.50	4.78	16.73
VT2	2193.25	2.45	4.48	10.98
VT3	1189.40	2.45	2.43	5.95
VT4	1315.72	3.50	1.88	6.58
				$\Sigma = 40.24$

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 46.15 + 40.24 = 86.39 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C12	350.67	5.570	-12.775	-4479.81
C16	628.06	-1.517	-9.525	-5982.27
C20	795.16	-2.127	-6.125	-4870.36
C24	938.12	-4.487	-2.675	-2509.47
C28	618.98	-4.630	2.675	1655.77
C32	791.31	-2.247	6.125	4846.77
C36	627.08	-1.676	9.525	5972.94
C40	315.72	4.391	12.775	4033.32
$\Sigma = 5065.10$		$\Sigma = -6.723$		$\Sigma = -1333.11$

Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1333.11 + (-6.723)}{5065.10} = -0.26 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = -0.26 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26}{6} = 4.33 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5077.08}{26} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.26)}{26} \right) = 207. \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5077.08}{26} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.26)}{26} \right) = 183.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5077.08}{26} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.26)}{26} \right) = 189.41 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{189.41}{200} = 0.95 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1 \text{ m}$.

On aura : $S = 1 \times 26 = 26 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 26 \times 4 = 104 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 104 + 86.39 = 190.39 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 26 \times 13.70 = 356.20 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{190.39}{356.20} \times 100 = 53.45\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles filantes occupent ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation 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 diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VIII.4. 1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad (\text{condition forfaitaire}).$$

$$\text{a) } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad (\text{condition de longueur élastique}).$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs dans le sens considéré ($L_{\max} = 4.9\text{m}$).

h : épaisseur de radier.

E : module de déformation longitudinale différée égale à : 10818.8 MPa.

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

I : inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

On a:

$$\frac{535}{8} \leq h \leq \frac{535}{5} \Rightarrow 66.88 \leq h \leq 107 \text{ cm}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.9\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1\text{m}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 100\text{cm}$

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{535}{20} = 26.75 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

❖ **Largeur de la Nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$b_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{535}{10} = 53.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100\text{cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 45 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VIII.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 35244.33 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 10199.15 \text{ KN}$

a) **Combinaison d'actions :**

A l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 35244.33 + 1.5 \times 10199.15 = 62878.57 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 35244.33 + 10199.15 = 45443.48 \text{ KN}$$

b) **Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{62878.57}{1.33 \times 200} = 236.39 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{45443.48}{200} = 227.22 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_1 , S_2) = 236.39 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 356.20 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 236.39 \text{ cm}^2$$

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 du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 75 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \times L_{\text{deb}} + 4 \times L_{\text{deb}}^2 = 79.4 \times 0.75 + 4 \times 0.75^2 = 61.80 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 356.20 + 61.80 = 418 \text{ m}^2$

VIII.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 35244.33 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 418 \times 0.45 \times 25 = 4702.5 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (1 - 0.45) \times 4965 = 1501.91 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.55 \times 198.6 = 109.23 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (418 - 109.23) \times 0.55 \times 17 = 2887 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 418 \times 0.15 \times 25 = 1567.50 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 4702.50 + 1501.91 + 2887 + 1567.50 = 10658.91 \text{ KN.}$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 35244.33 \text{ KN.}$
- Charge permanente du radier : $G = 10658.91 \text{ KN.}$

b) Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = 10199.15 \text{ KN.}$
- Surcharge du radier : $Q = 5 \times 418 = 2090 \text{ KN.}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 35244.33 + 10658.91 = 45903.24 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 10199.15 + 2090 = 12289.15 \text{ KN.}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 45903.24 + 1.5 \times 12289.15 = 80403.10 \text{ KN.}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 45903.24 + 12289.15 = 58192.39 \text{ KN.}$$

D'où : $N_U = 80403.10 \text{ KN.}$

$N_S = 58192.39 \text{ KN.}$

VII.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{80403.10 \times 1}{418} \times \frac{5.35}{2} = 514.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{514.54 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

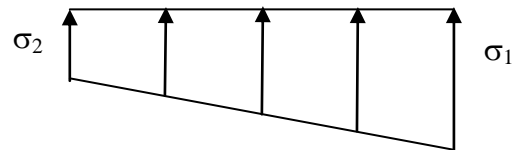


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum s_i x_i}{\sum s_i} = 13 \text{ m.} \quad Y_G = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i} = 17.78 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 5571.26 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 20065.93 \text{ m}^4$$

➤ Sens longitudinal :

$$N_U = 80403.10 \text{ KN}$$

$$N_S = 58192.39 \text{ KN}$$

$$M_{0X} = 12194.53 \text{ KN.m}$$

$$T_{0X} = 25010.24 \text{ KN}$$

$$M_X = 12194.53 + 25010.24 \times 1 = 37204.77 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{80403.10}{418} + \frac{37204.77}{20065.93} \times 13 = 216.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80403.10}{418} - \frac{37204.77}{20065.93} \times 13 = 168.25 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 216.46 + 168.25}{4} = 204.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 204.41 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A'ELLS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{58192.39}{418} + \frac{37204.77}{20065.93} \times 13 = 163.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{58192.39}{418} - \frac{37204.77}{20065.93} \times 13 = 115.11 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 163.32 + 115.11}{4} = 151.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 151.27 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ Sens transversal :

$$N_U = 80403.10 \text{ KN}$$

$$N_S = 58192.39 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = 12417.50 \text{ KN.m}$$

$$T_{0Y} = 3197.51 \text{ KN}$$

$$M_Y = 12417.50 + 3197.51 \times 1 = 15615 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{80403.10}{418} + \frac{15615}{5571.26} \times 17.78 = 242.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{80403.10}{418} - \frac{15615}{5571.26} \times 17.78 = 142.52 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 242.19 + 142.52}{4} = 217.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217.27 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

AP'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{58192.39}{418} + \frac{15615}{5571.26} \times 17.78 = 189.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{58192.39}{418} - \frac{15615}{5571.26} \times 17.78 = 89.38 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.05 + 89.38}{4} = 164.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 164.13 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

VIII.4.4. Ferrailage du radier :**1) Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

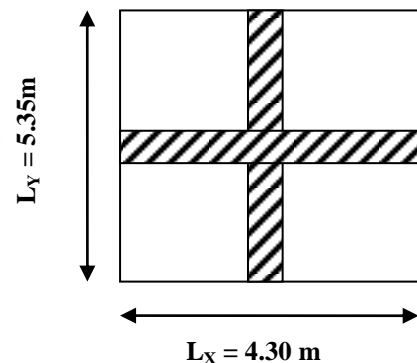
Identification du panneau le plus sollicité :**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4.30\text{m}$ et $l_y = 5.35\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.30}{5.35} = 0.80$$

$0.4 \leq \rho = 0.80 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(266; 217.27) = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(151.27; 164.13) = 164.13 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(266 - \frac{10658.91}{418} \right) \times 1\text{m} = 240.50 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(164.13 - \frac{10658.91}{418} \right) \times 1\text{m} = 138.63 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'ELU :

Calcul des sollicitations:

On a: $\rho = 0.80$ et $v = 0$

A l'ELU:
$$\begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0565 \times 240.50 \times 4.30^2 = 251.25 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 251.25 = 149.49 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 251.25 = 188.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 149.49 = 112.12 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 251.25 = -125.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 149.49 = -74.75 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : **b = 100 cm ; h = 45 cm**

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	125.63	0.050	0.974	SSA	8.82	6HA14 = 9.23	16
	Travée	188.44	0.076	0.960	SSA	13.43	6HA20 = 18.84	16
yy	Appuis	74.75	0.030	0.985	SSA	5.19	6HA12 = 6.78	16
	travée	149.49	0.060	0.969	SSA	10.56	6HA16 = 12.06	16

Tableau VIII.4 : Ferraillage du radier.

VIII.4.5.Vérification à L'ELU :

a) condition de
non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.80}{2} \times 100 \times 45 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9.23	3.96	Condition vérifiée
	Travée	18.84		Condition vérifiée
yy	Appuis	6.78		Condition vérifiée
	travée	12.06		Condition vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des
espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans les quels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 45\text{cm}$$

Condition vérifiée.

c)

Vérification de la

contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$P = q_{um} l_x l_y = 240.50 \times 4.30 \times 5.35 = 5532.70 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{\text{Sens x-x : } 5532.70}{3 \times 5.35} = 344.72 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{\text{Sens y-y : } 5532.70}{2 \times 5.35 + 4.3} = 368.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{368.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 0.80$ et $v = 0.2$

$$\text{A l'ELS:} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0632 \times 138.63 \times 4.30^2 = 162 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.710 \times 162 = 115.02 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 162 = 121.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 115.02 = 86.27 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 162 = -81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 115.02 = -57.51 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	9.23	81	0.225	0.924	50.79	226.13	348	4.45	15	Cv
	Travée	18.84	121.50	0.450	0.898	34.02	171	348	5.03	15	Cv
Y _y	Appuis	6.78	57.51	0.163	0.934	60.76	216.23	348	3.56	15	Cv
	travée	12.06	86.27	0.275	0.917	45.24	185.74	348	4.11	15	Cv

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

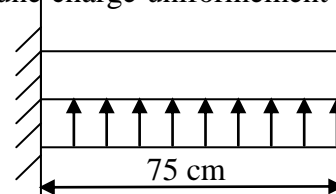
Sollicitation de calcul :

Figure VII.3: Schéma statique du débord.

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 240.50 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-240.50 \times 0.75^2}{2} = -67.64 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 138.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-138.63 \times 0.75^2}{2} = -39 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}; d = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{67.64 \times 10^2}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{67.64 \times 10^2}{0.999 \times 42 \times 34.8} = 4.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 7\text{HA}10 = 5.49 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 14 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 42} = 0.132$$

$$\rho_1 = 0.132 \rightarrow \beta_1 = 0.940 \rightarrow \alpha_1 = 0.180$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.180}{15(1-0.180)} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{39 \times 10^{-3}}{0.940 \times 0.42 \times 5.49 \times 10^{-4}} = 179.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.015 \times 179.93 = 2.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 179.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

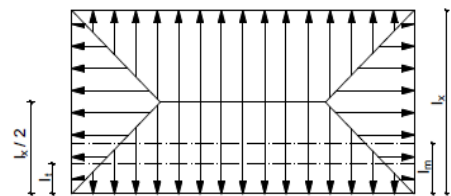


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

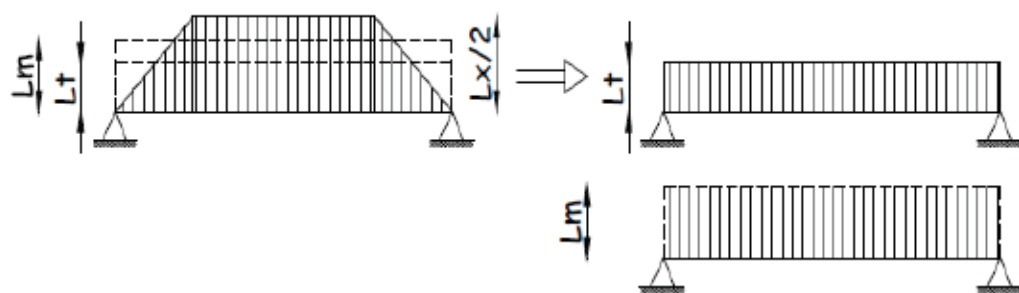
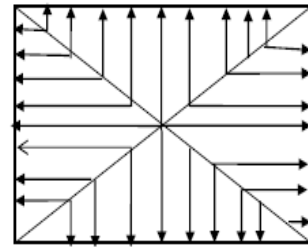


Figure VIII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$



Figures VIII.5 : Répartition triangulaire

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(266 - \frac{10658.91}{418} - \frac{1501.95}{109.23} \right) \times 1 \text{ ml} = 226.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(164.13 - \frac{10658.91}{418} - \frac{1501.95}{109.23} \right) \times 1 \text{ ml} = 124.88 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u l_m$$

$$Q_s = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u l_t$$

$$Q_s = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale : Nervure (file 3)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.25	4.30	0.75	trapézoïdale	1.320	1.168	226.75	124.88	299.31	561.66	164.84	309.33	264.84	473.90	164.84	309.33
	2	3.25	3.50	0.93	trapézoïdale	1.157	0.922	226.75	124.88	262.35		144.49		209.06		144.49	
B - C	1	3.40	4.30	0.79	trapézoïdale	1.346	1.170	226.75	124.88	305.21	569.83	168.09	313.82	265.30	469.38	168.09	313.82
	2	3.40	3.50	0.97	trapézoïdale	1.167	0.900	226.75	124.88	264.62		145.73		204.08		145.73	
C - D	1	3.45	4.30	0.80	trapézoïdale	1.357	1.173	226.75	124.88	307.70	573.68	169.46	315.94	265.98	469.37	169.46	315.94
	2	3.45	3.50	0.98	trapézoïdale	1.173	0.897	226.75	124.88	265.98		146.48		203.39		146.48	
D - E	1	4.30	5.35	0.80	trapézoïdale	1.691	1.462	226.75	124.88	383.43	724.43	211.17	399	331.51	644.43	211.17	399
	2	3.50	5.35	0.65	trapézoïdale	1.504	1.380	226.75	124.88	341		187.82		312.92		187.82	
E - F	1	3.45	4.30	0.80	trapézoïdale	1.357	1.173	226.75	124.88	307.70	573.68	169.46	315.94	265.98	469.37	169.46	315.94
	2	3.45	3.50	0.98	trapézoïdale	1.173	0.897	226.75	124.88	265.98		146.48		203.39		146.48	
F - G	1	3.40	4.30	0.79	trapézoïdale	1.346	1.170	226.75	124.88	305.21	569.83	168.09	313.82	265.29	469.37	168.09	313.82
	2	3.40	3.50	0.97	trapézoïdale	1.167	0.900	226.75	124.88	264.62		145.73		204.08		145.73	
G - H	1	3.25	4.30	0.75	trapézoïdale	1.320	1.168	226.75	124.88	399.31	663.93	164.84	310.57	264.84	477.30	146.84	292.57
	2	3.25	3.50	0.92	trapézoïdale	1.167	0.937	226.75	124.88	264.62		145.73		212.46		145.73	

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (fileD)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	3.45	4.30	0.80	trapézoïdale	1.38	1.17	226.75	124.88	312.92	696.13	172.33	383.38	265.30	596.36	172.33	383.38
	2	4.30	5.35	0.80	trapézoïdale	1.69	1.46	226.75	124.88	383.21		211.05		331.06		211.05	
2-3	1	3.45	3.50	0.98	trapézoïdale	1.17	0.90	226.75	124.88	265.30	605.43	146.11	333.43	204.08	517	146.11	333.43
	2	3.50	5.35	0.65	trapézoïdale	1.50	1.38	226.75	124.88	340.13		187.32		312.92		187.32	
3-4	1	3.45	4.25	0.81	trapézoïdale	1.35	1.16	226.75	124.88	306.11	687.05	168.58	378.38	263.03	594.09	168.58	378.38
	2	4.25	5.35	0.79	trapézoïdale	1.68	1.46	226.75	124.88	380.94		209.80		331.06		209.80	

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

176

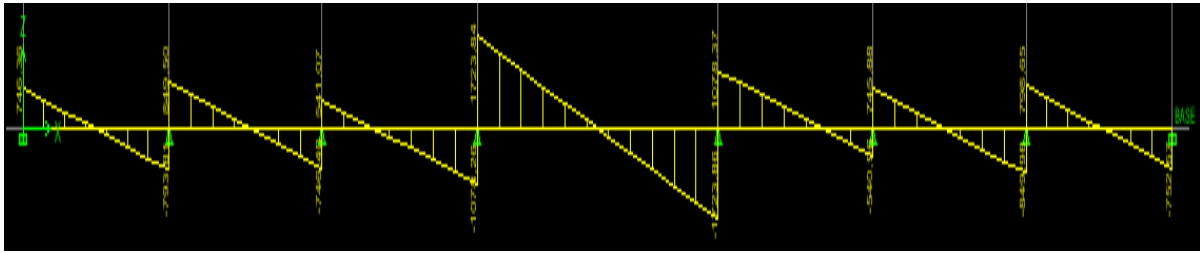


Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

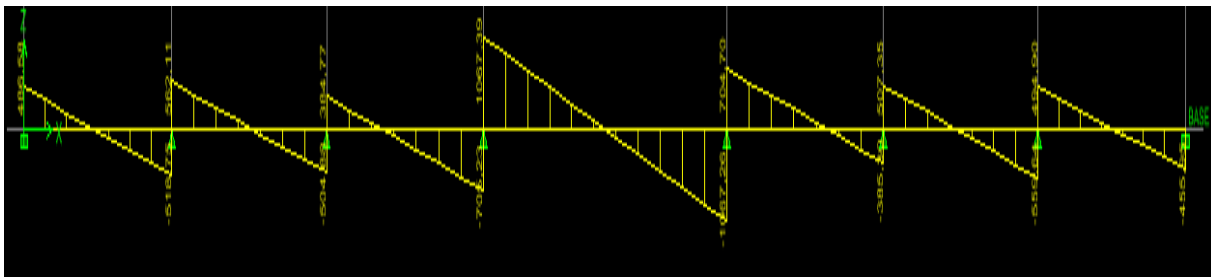


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

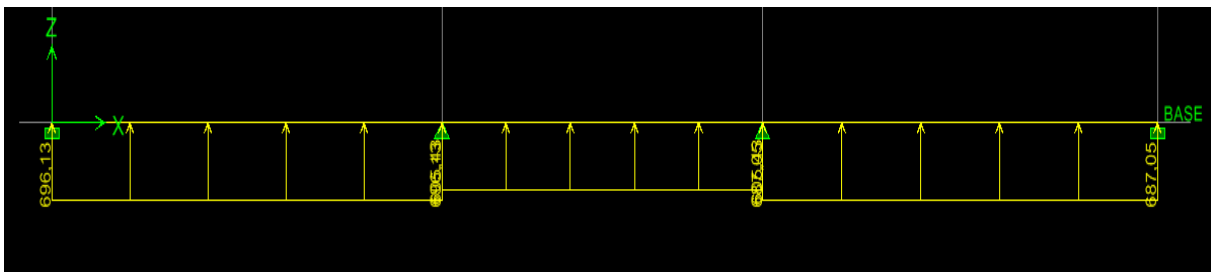


Figure VIII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

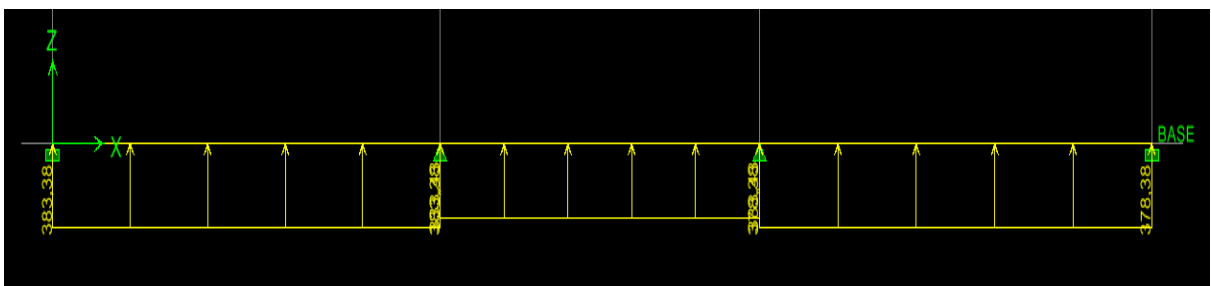


Figure VIII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

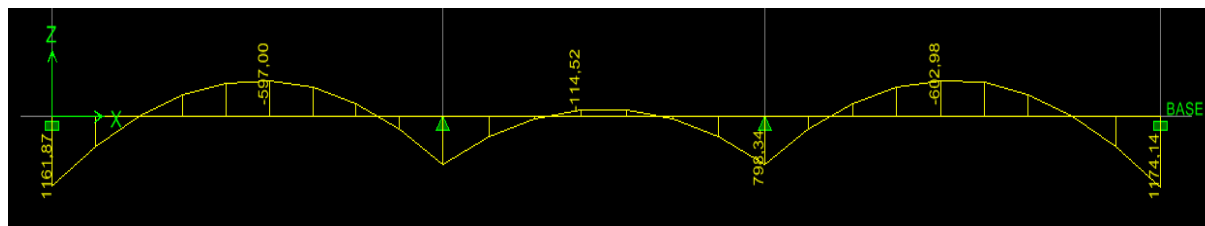


Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

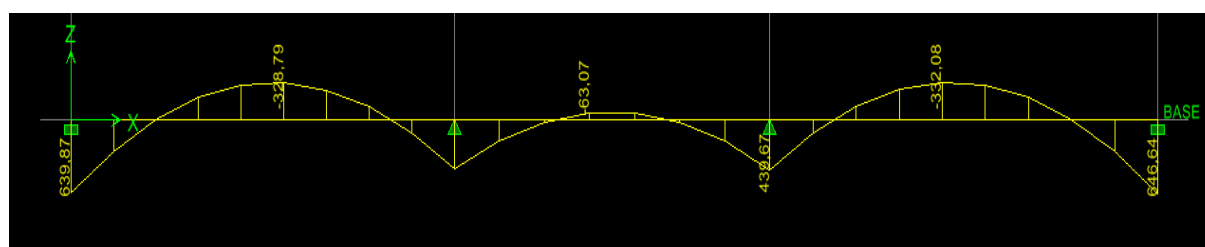


Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

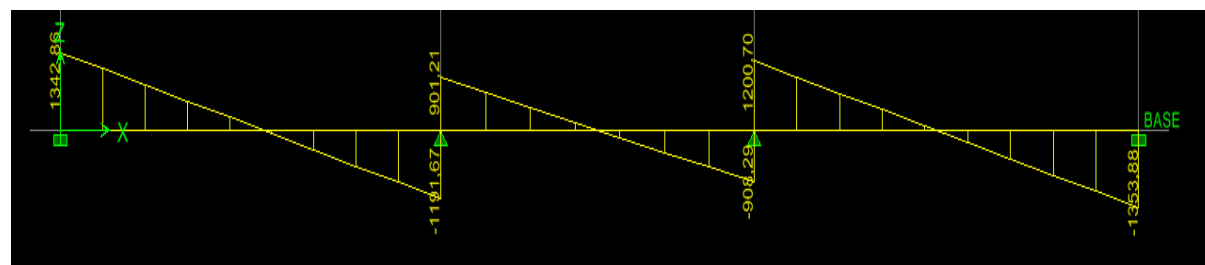


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

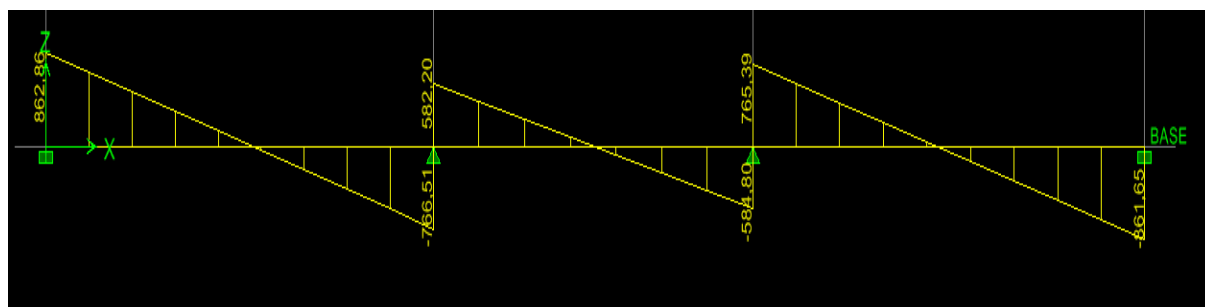


Figure VIII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1205.44	855.48	1177.69	835.79
M_{tmax} (KN.m)	651.44	462.35	607.74	431.33
T_{max} (KN)	1223.84	1067.39	1153.88	862.86

Tableau VIII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b = 55 \text{ cm}$ $d = 97 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	1205.44	0.164	0.910	SSA	39.24	5HA16 fil + 10HA20chap = 41.47
	Travée	651.44	0.088	0.954	SSA	20.23	5HA16 fil + 5HA20chap = 25.76
yy	Appuis	1177.69	0.160	0.912	SSA	38.25	5HA16 fil + 10HA20chap = 41.47
	travée	607.74	0.082	0.957	SSA	18.81	5HA16 fil + 5HA20chap = 25.76

Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 24$$

Soit $s_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } s_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 41.46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 1223.84 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{12238.4}{55 \times 97} = 2.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 1153.88 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{11538.8}{55 \times 97} = 2.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_g}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	41.47	855.48	0.782	0.873	24.37	243.60	348	9.99	15	Cv
	Travée	25.76	462.35	0.483	0.867	32.62	213.42	348	6.54	15	Cv
yy	Appuis	41.47	835.79	0.782	0.873	24.37	243.60	348	9.99	15	Cv
	travée	25.76	431.33	0.483	0.867	32.62	213.42	348	6.54	15	Cv

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et Surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

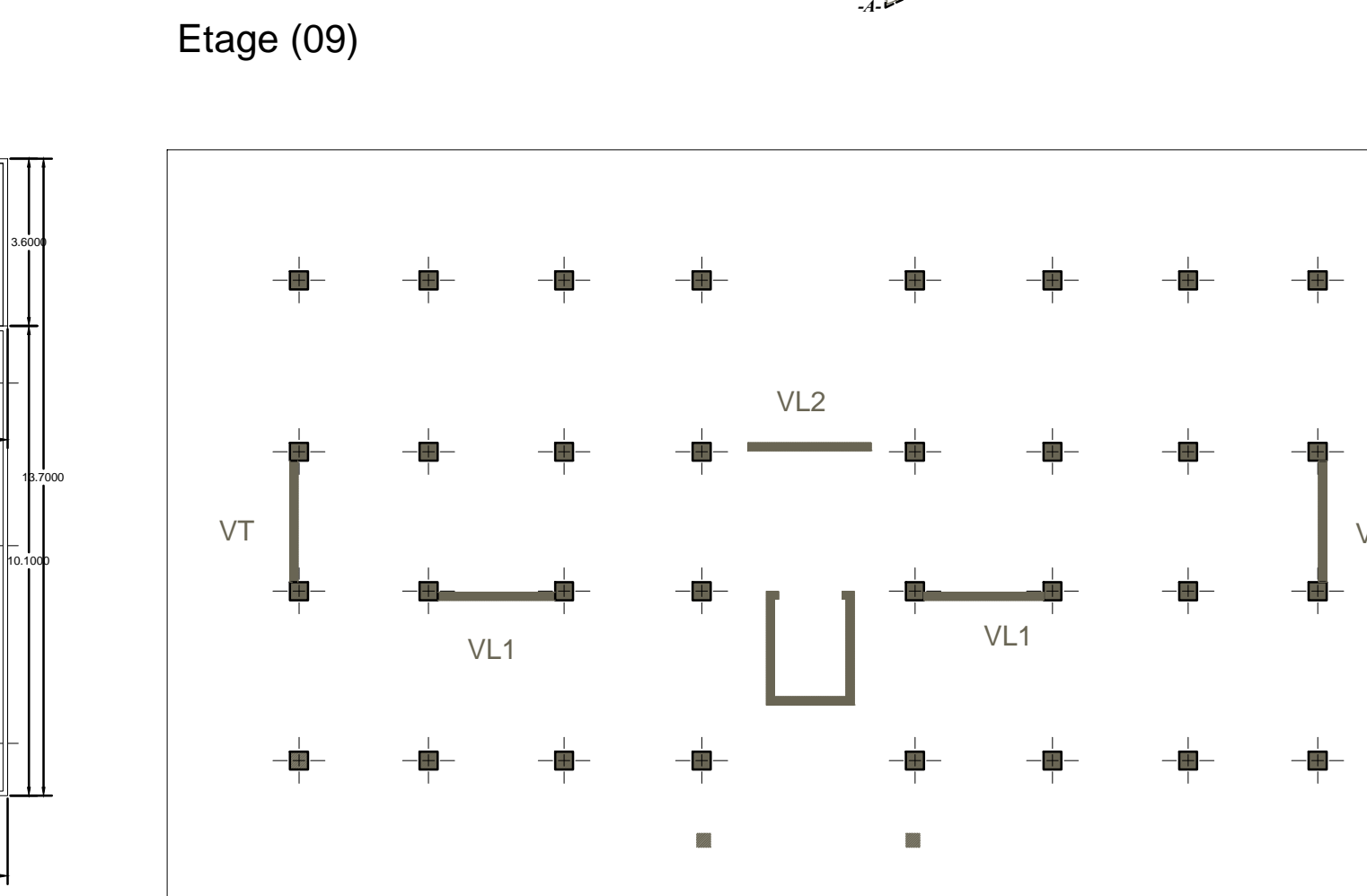
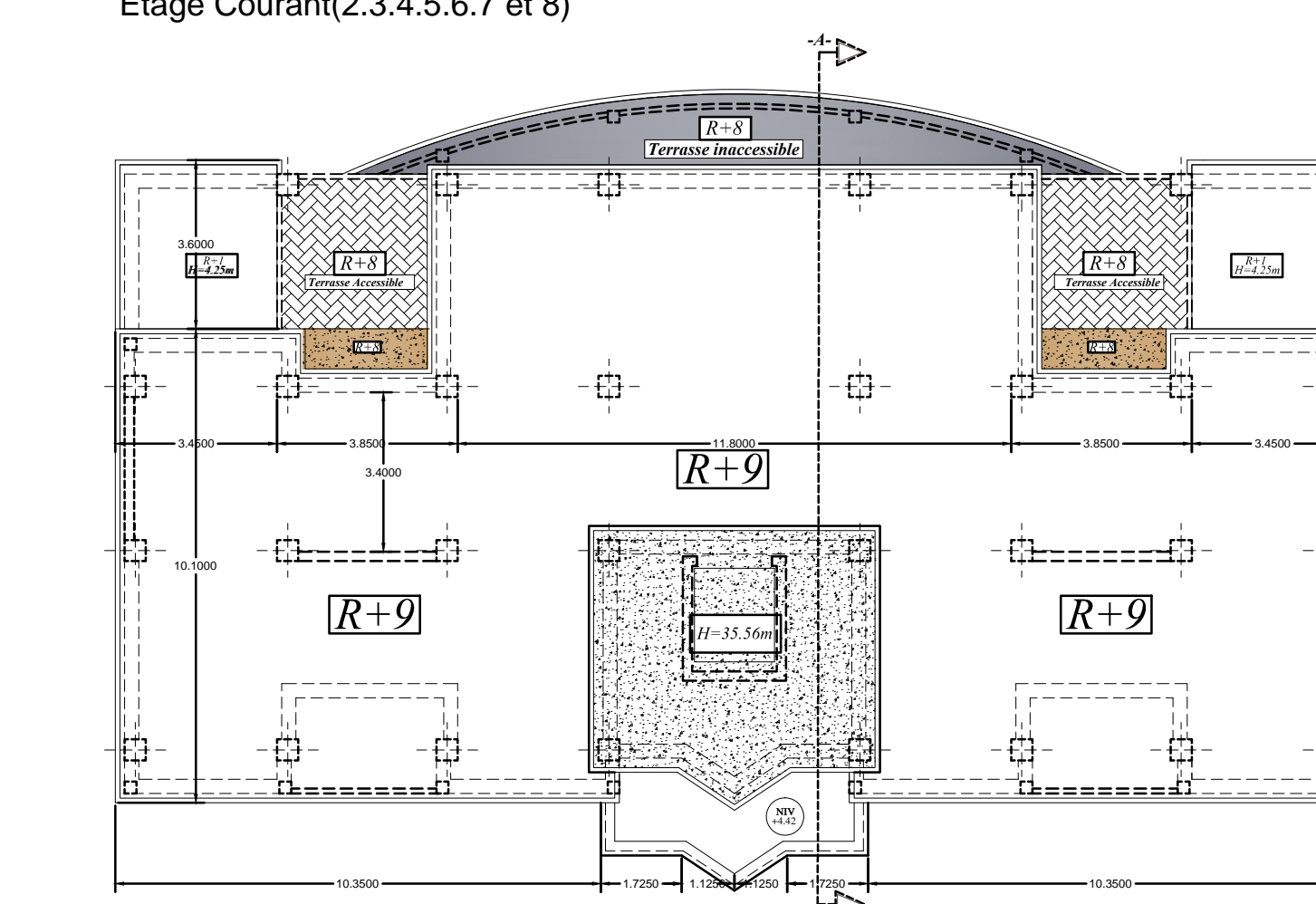
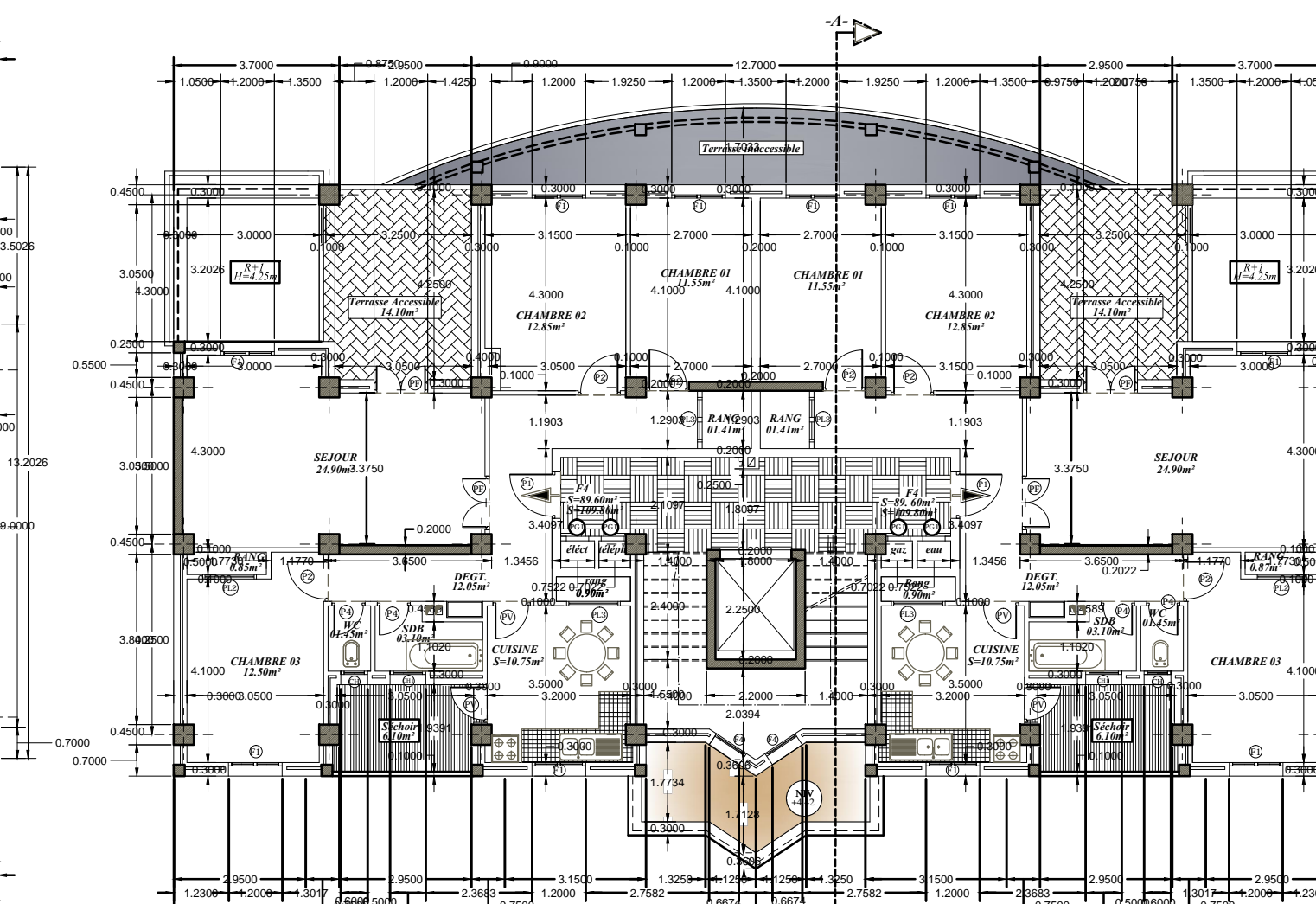
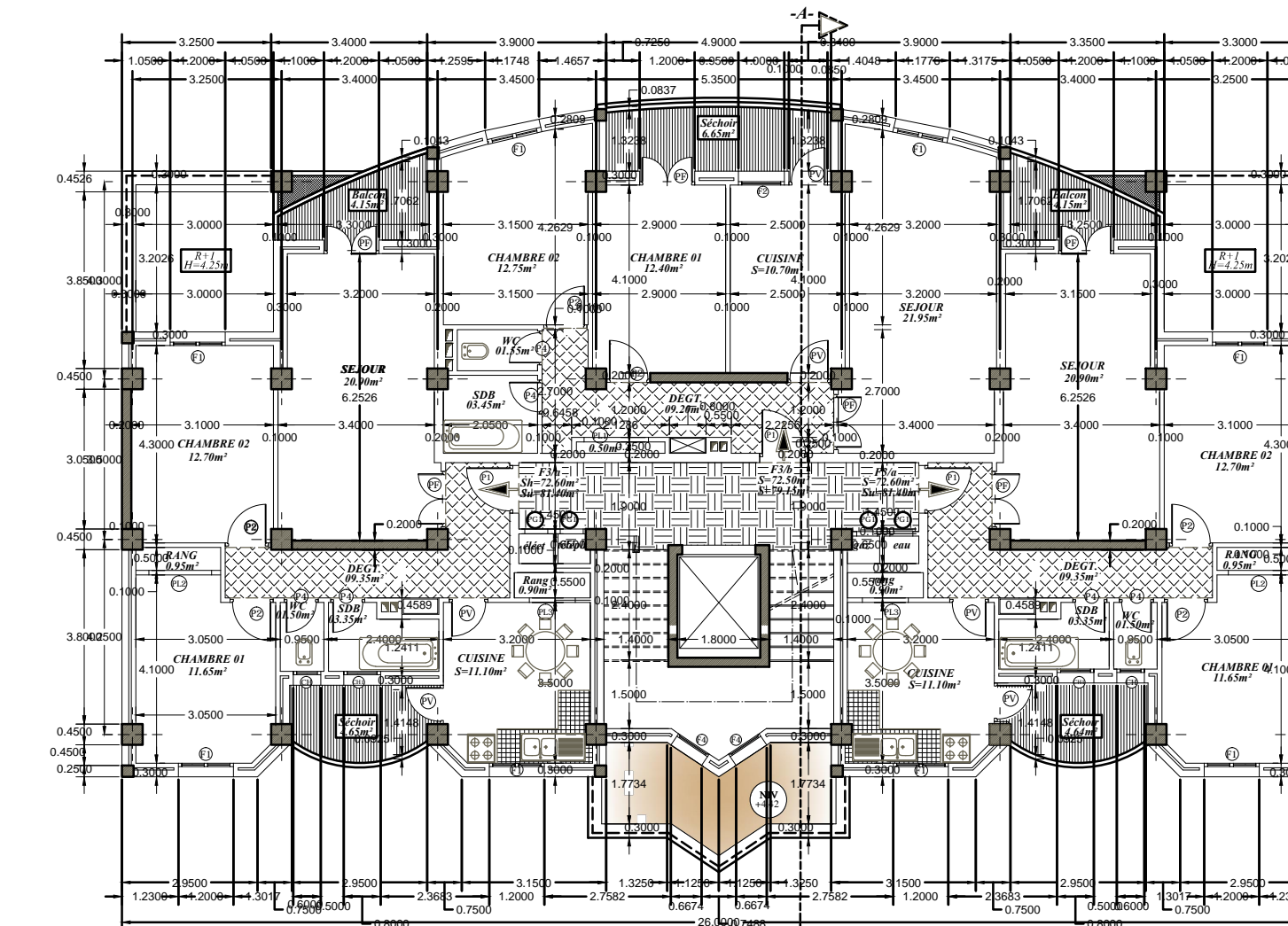
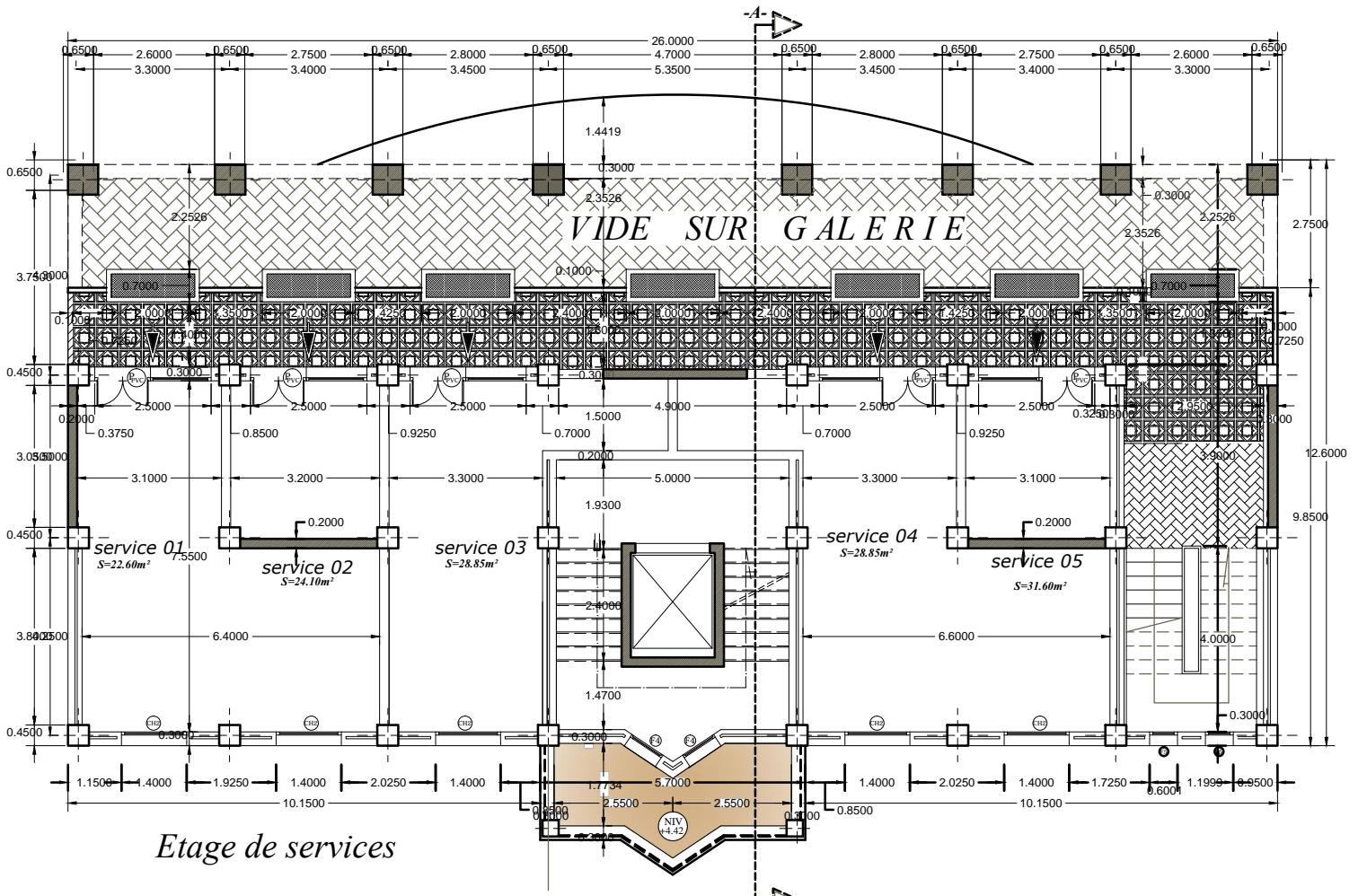
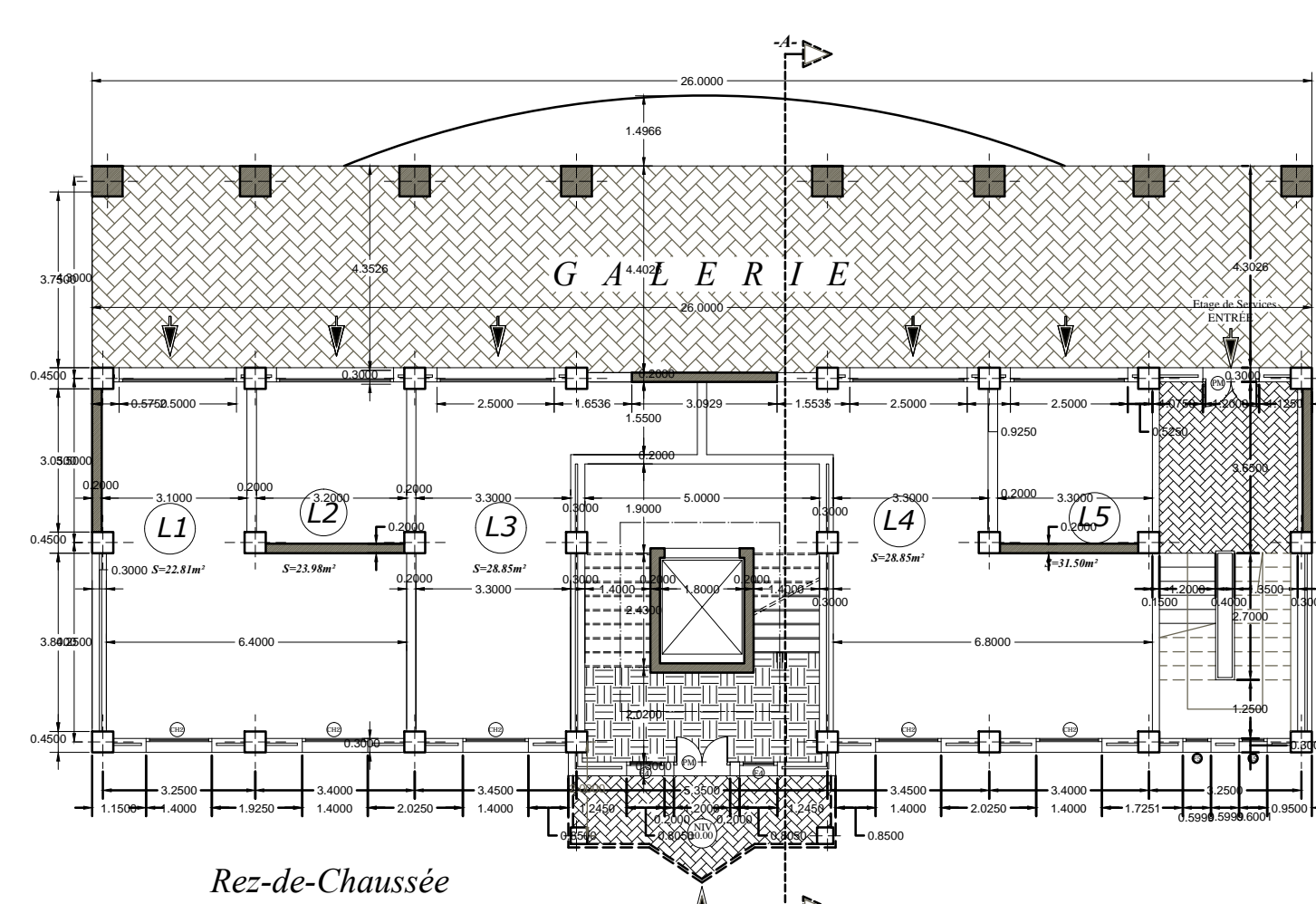
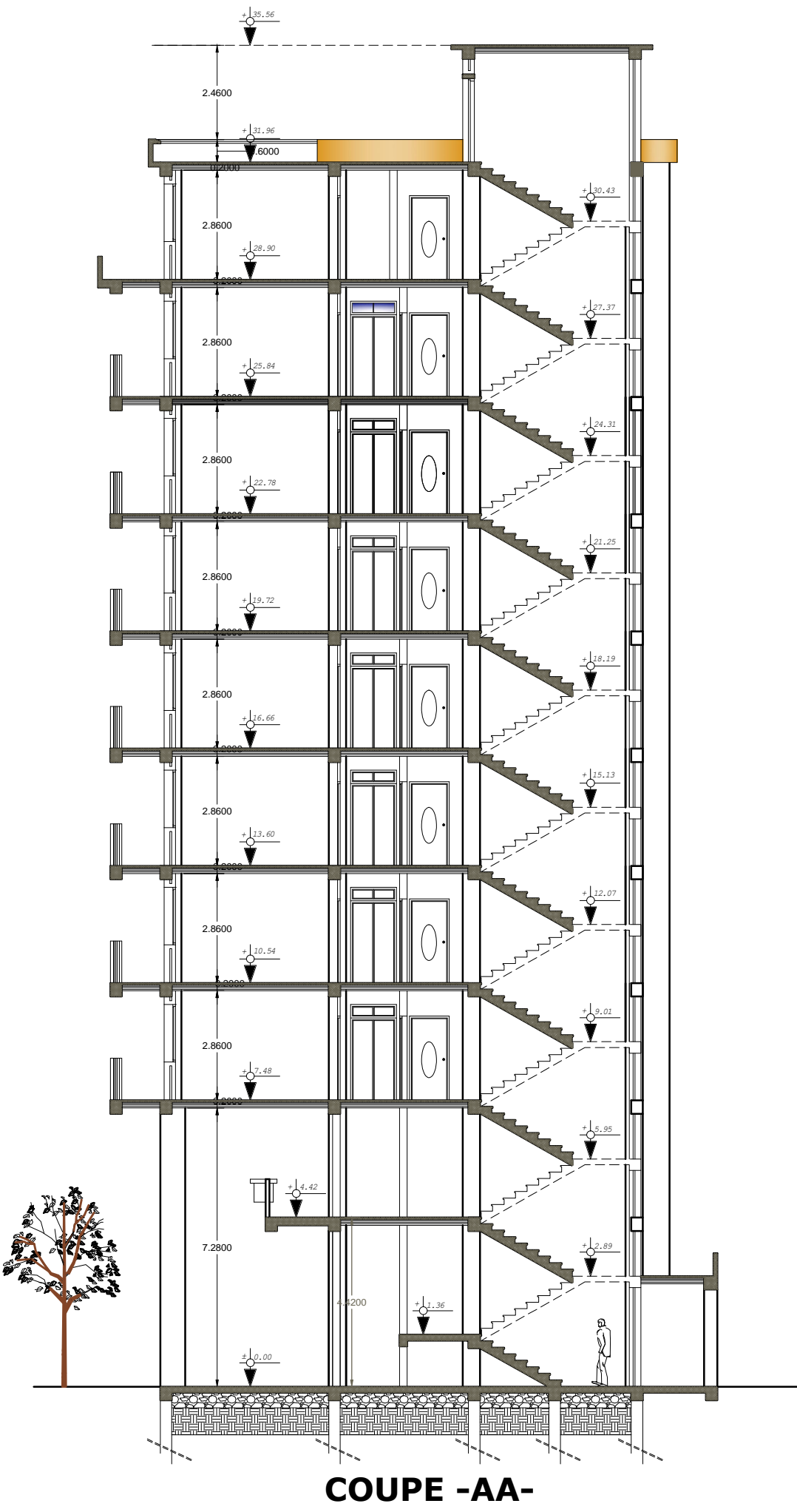
Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

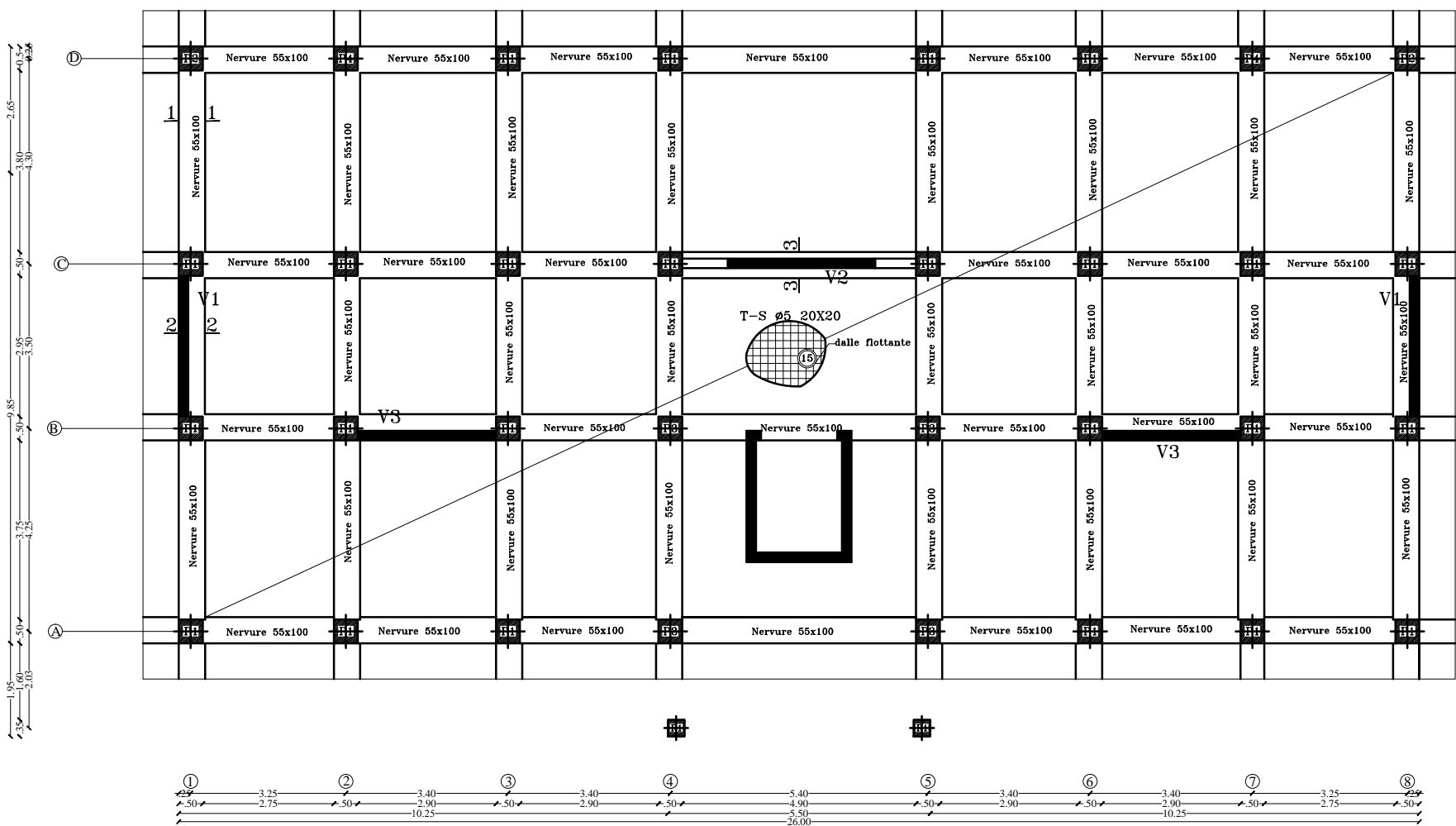
Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

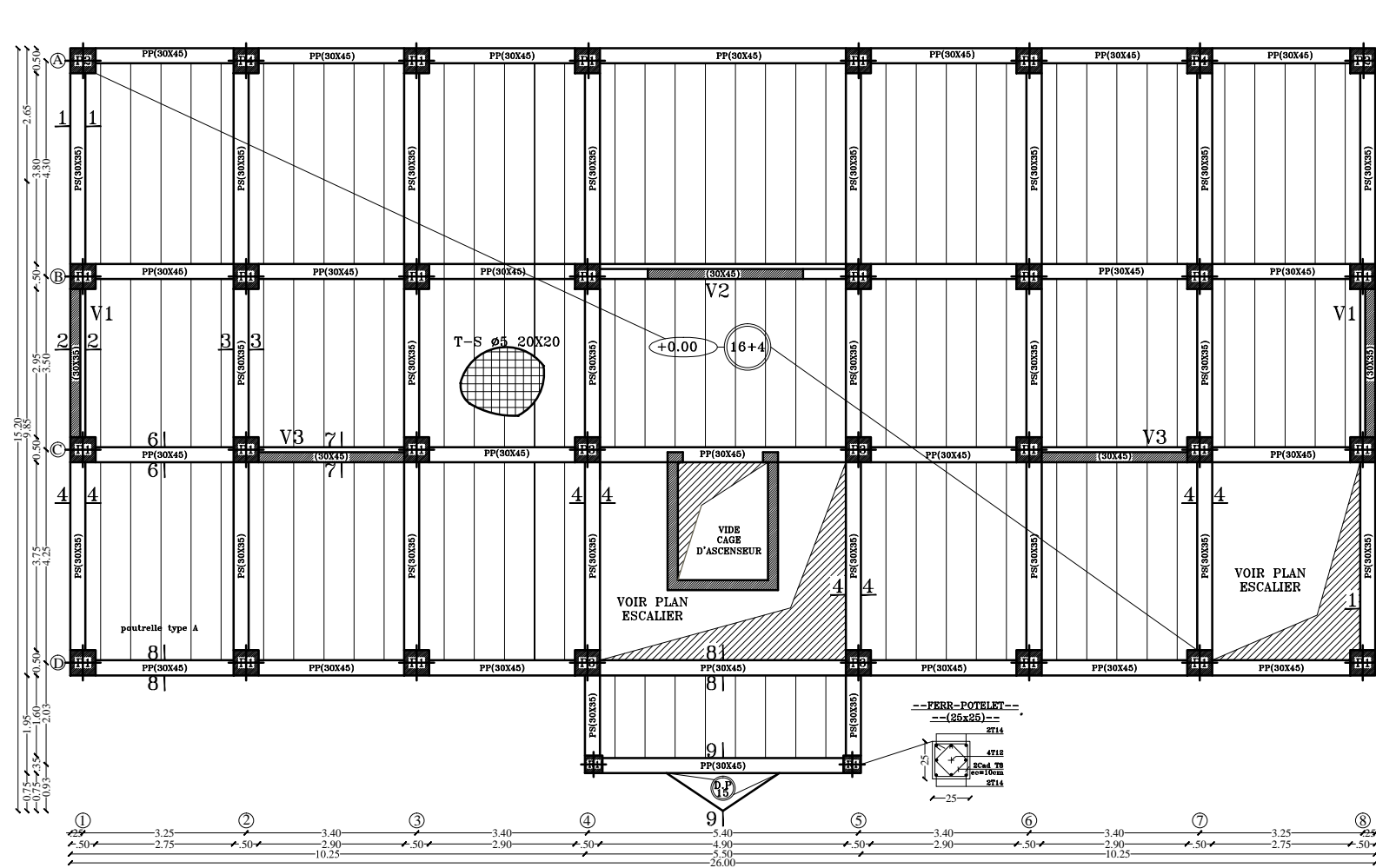
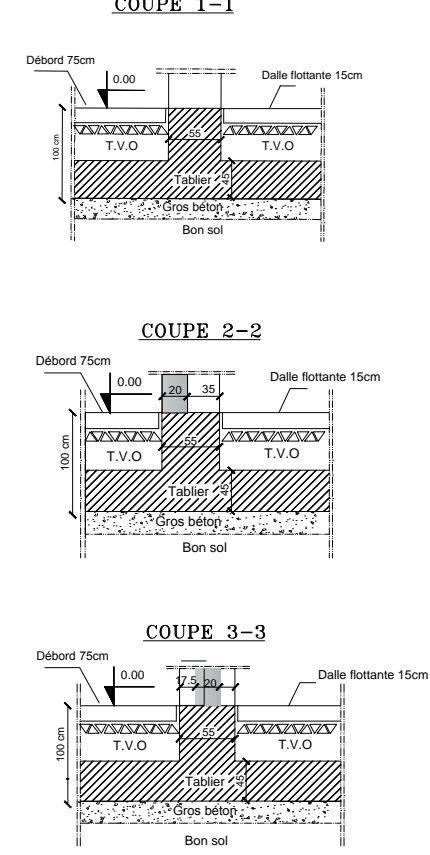
Bibliographie

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

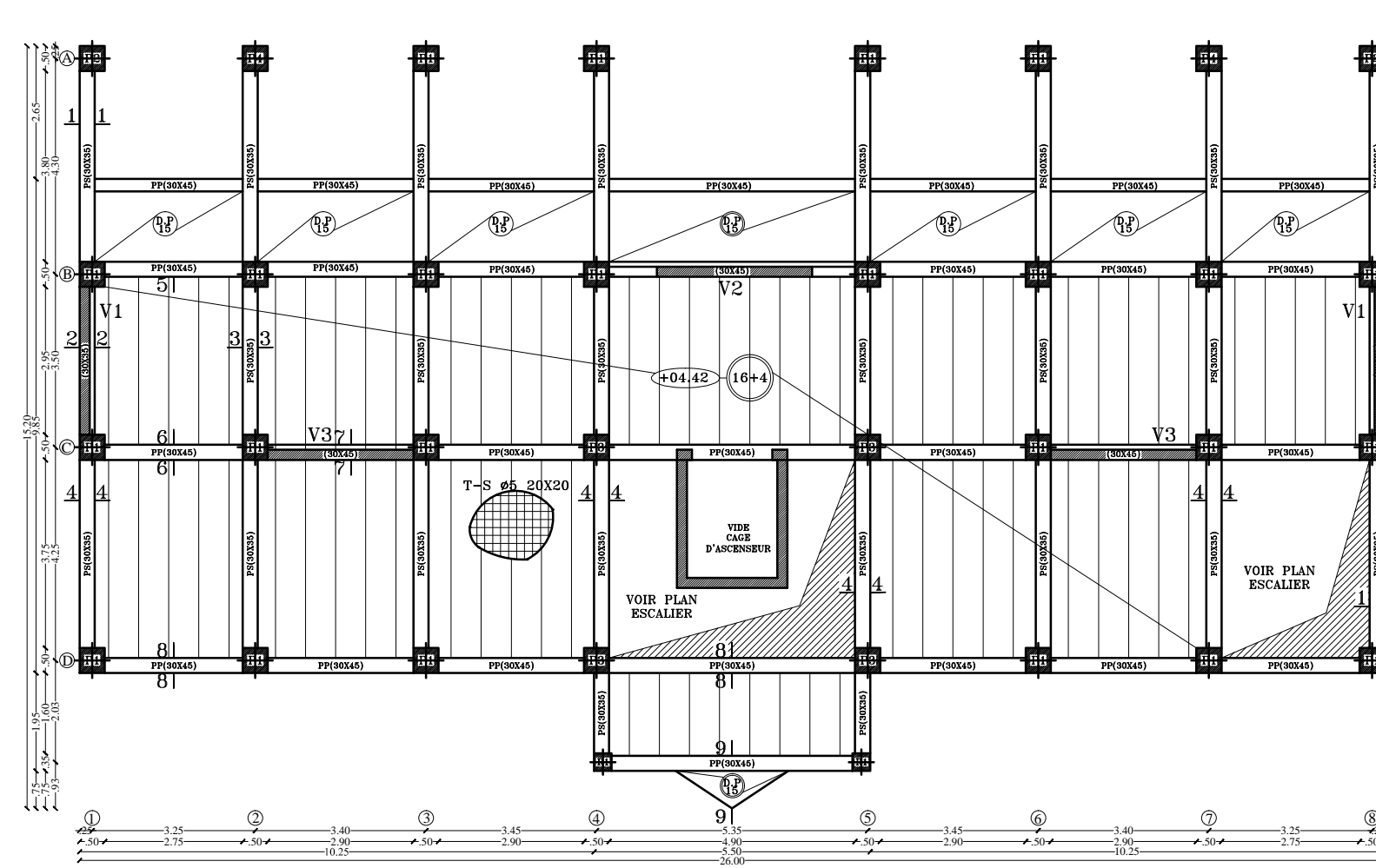




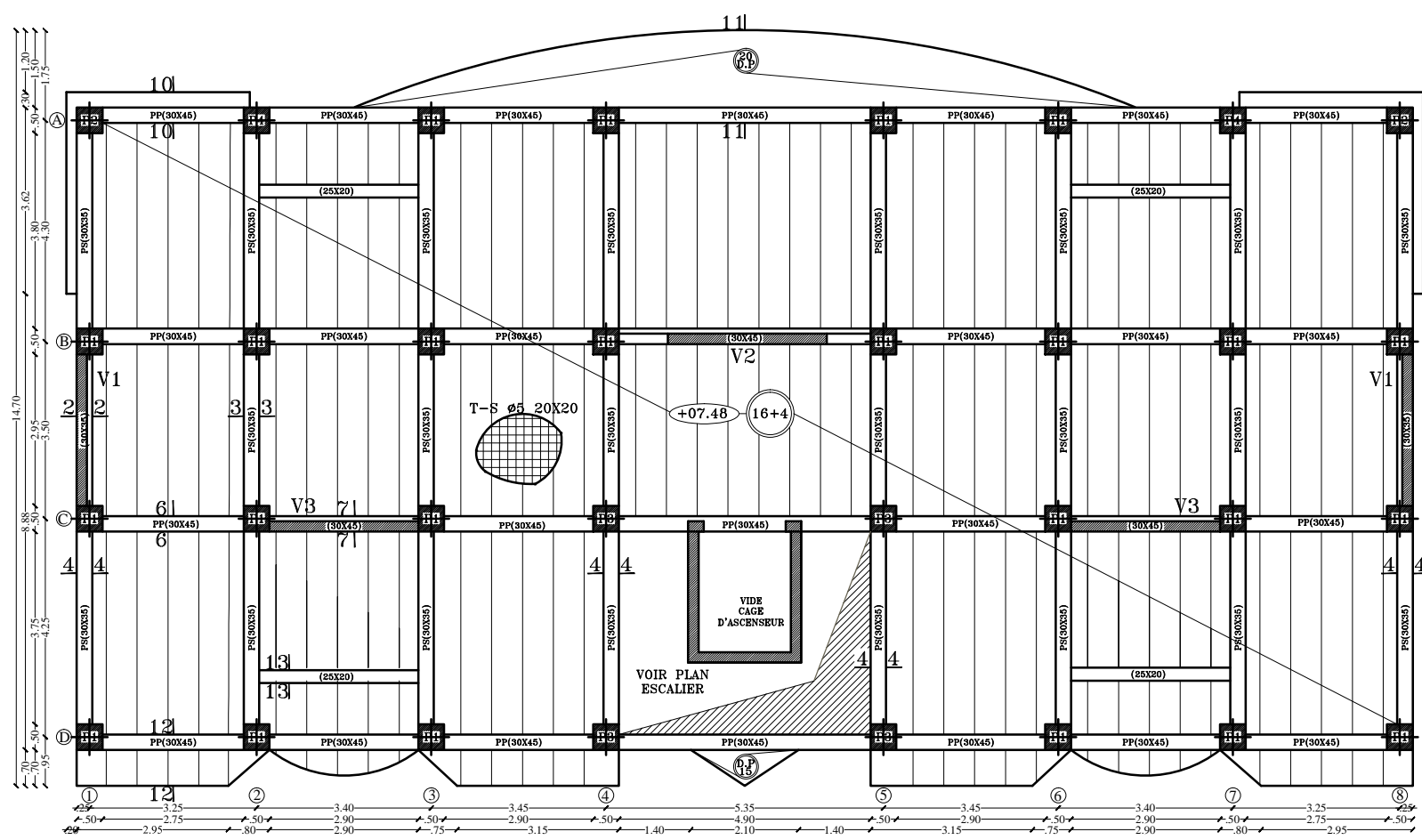
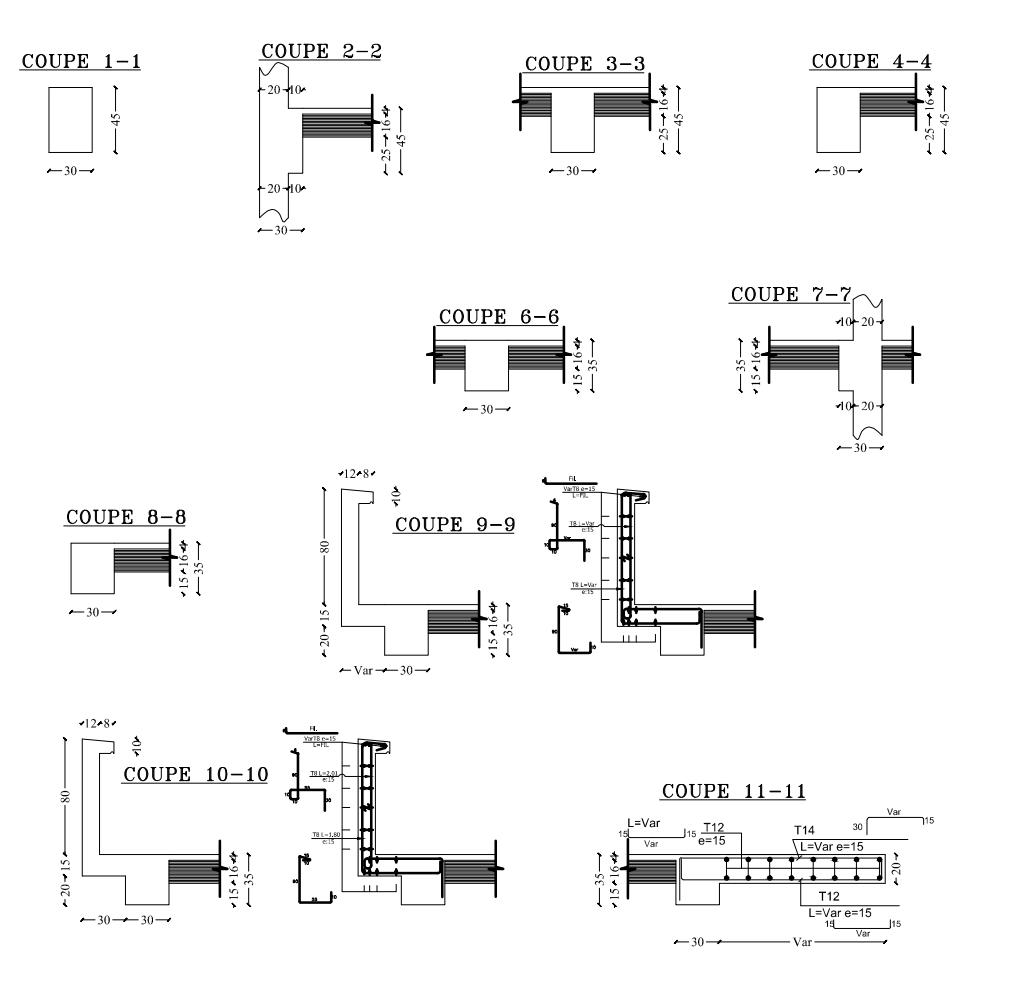
Plan de coffrage fondations



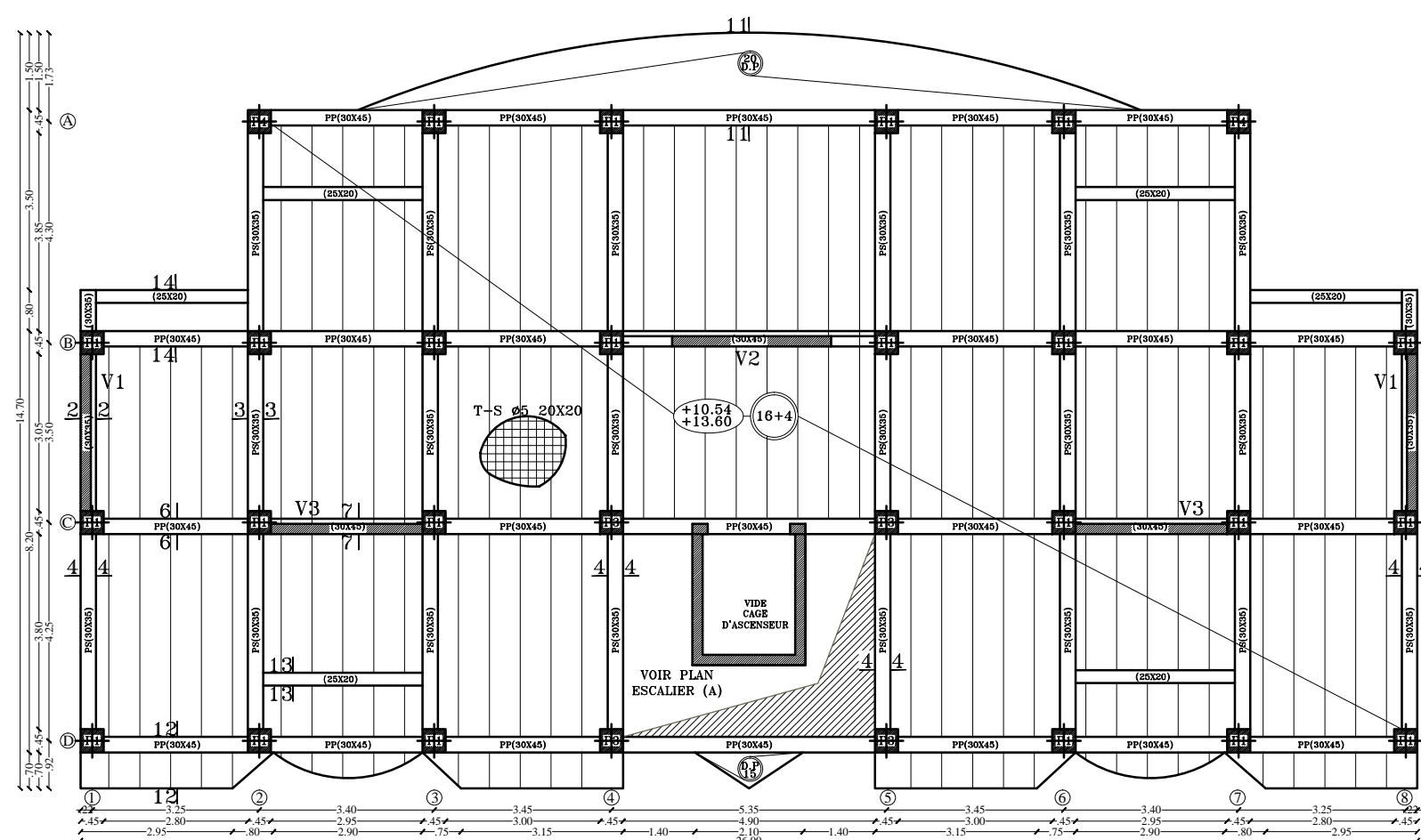
coffrage de plancher RDC NIV +0.00 m



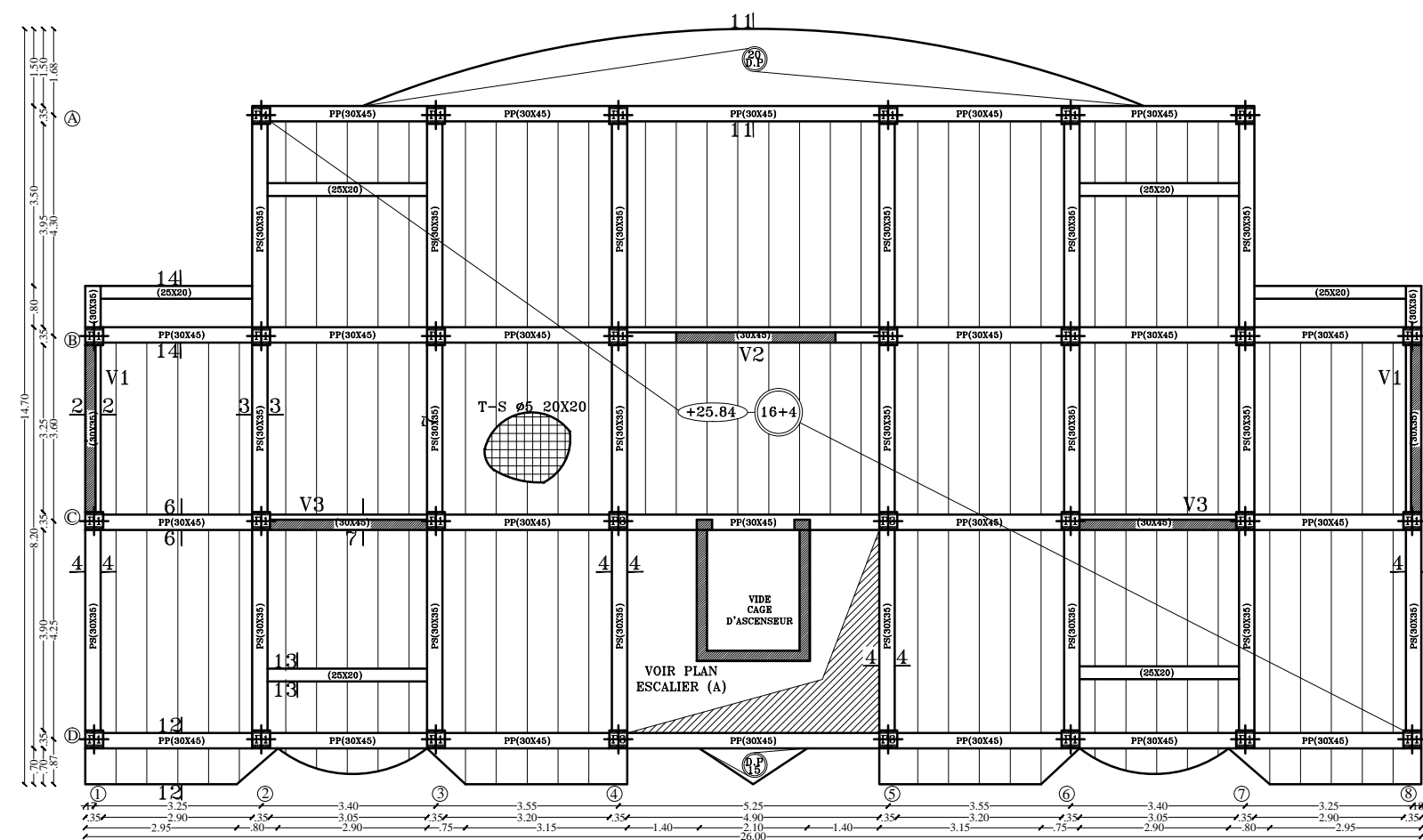
coffrage de plancher NIV +04.42 m



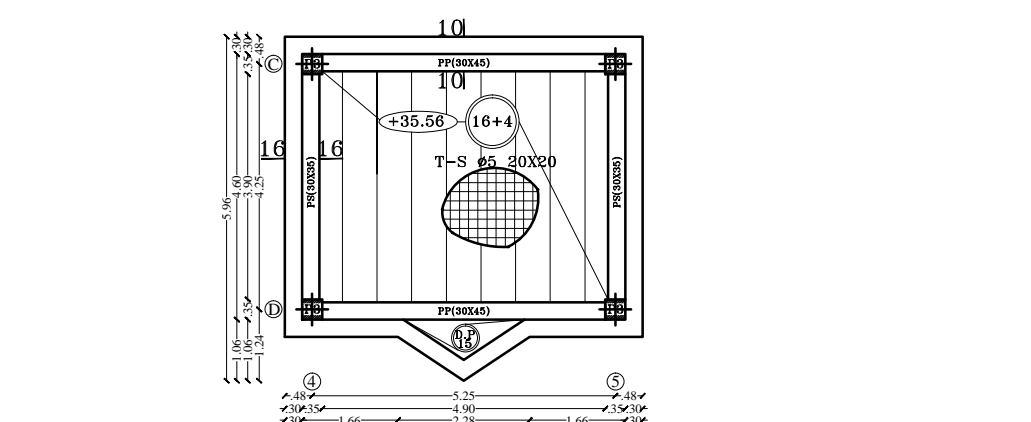
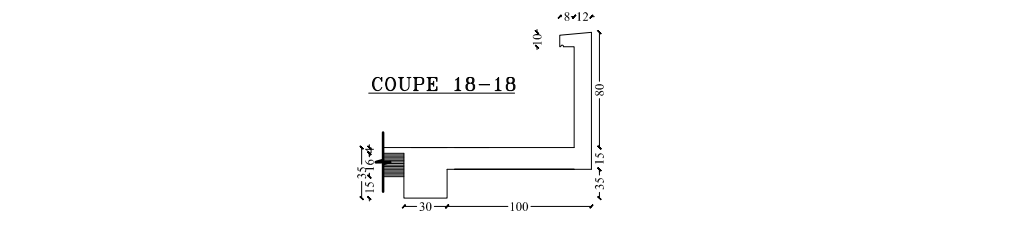
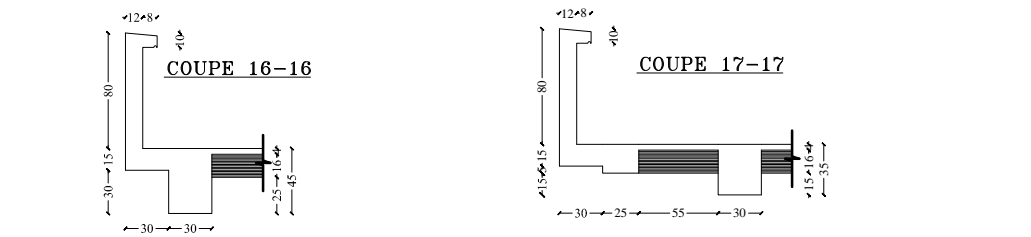
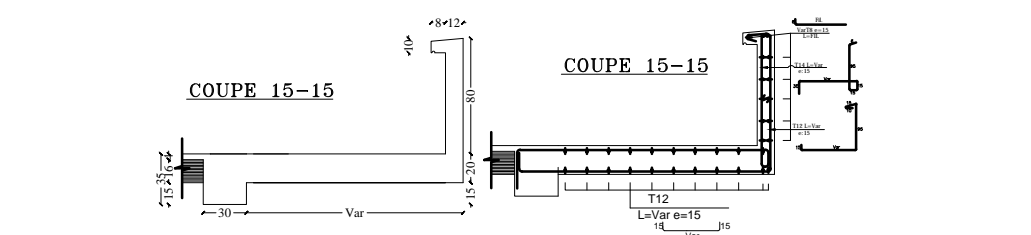
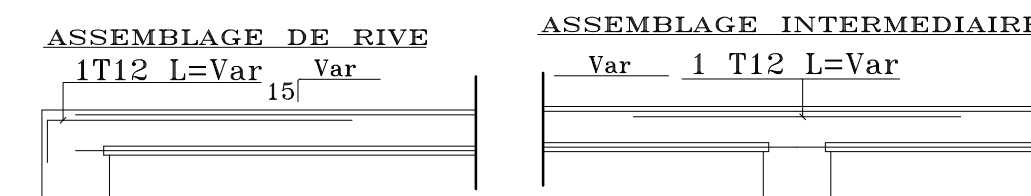
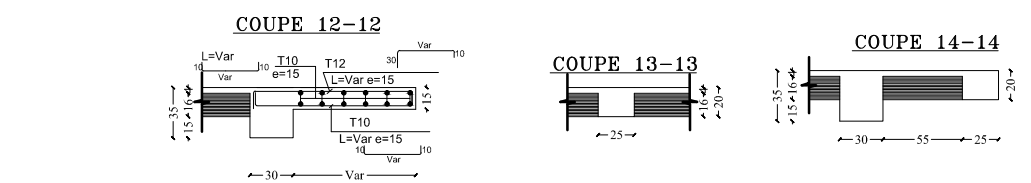
coffrage de plancher NIV +07.48 m



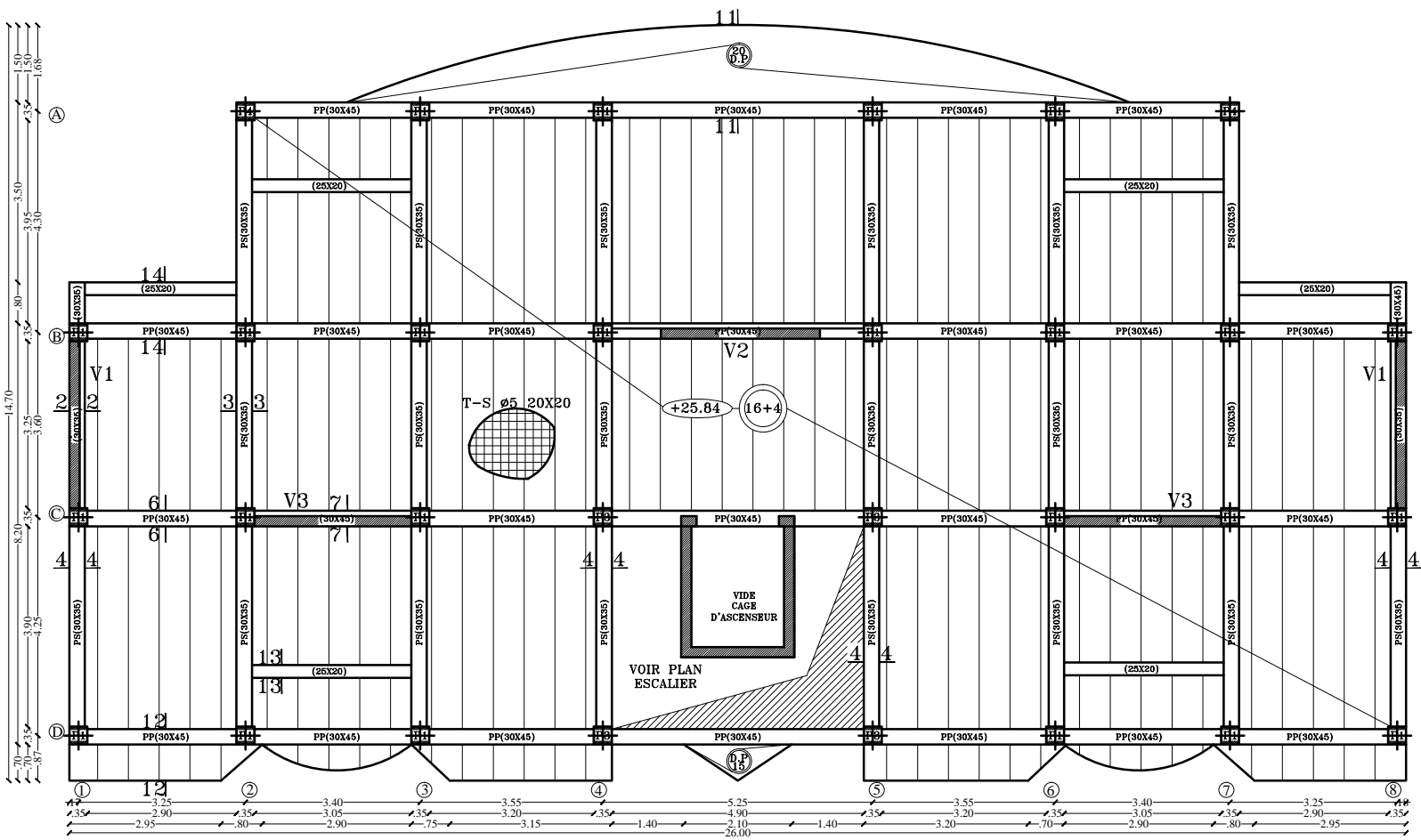
coffrage des planchers NIV +10.54 m et 13.60 m



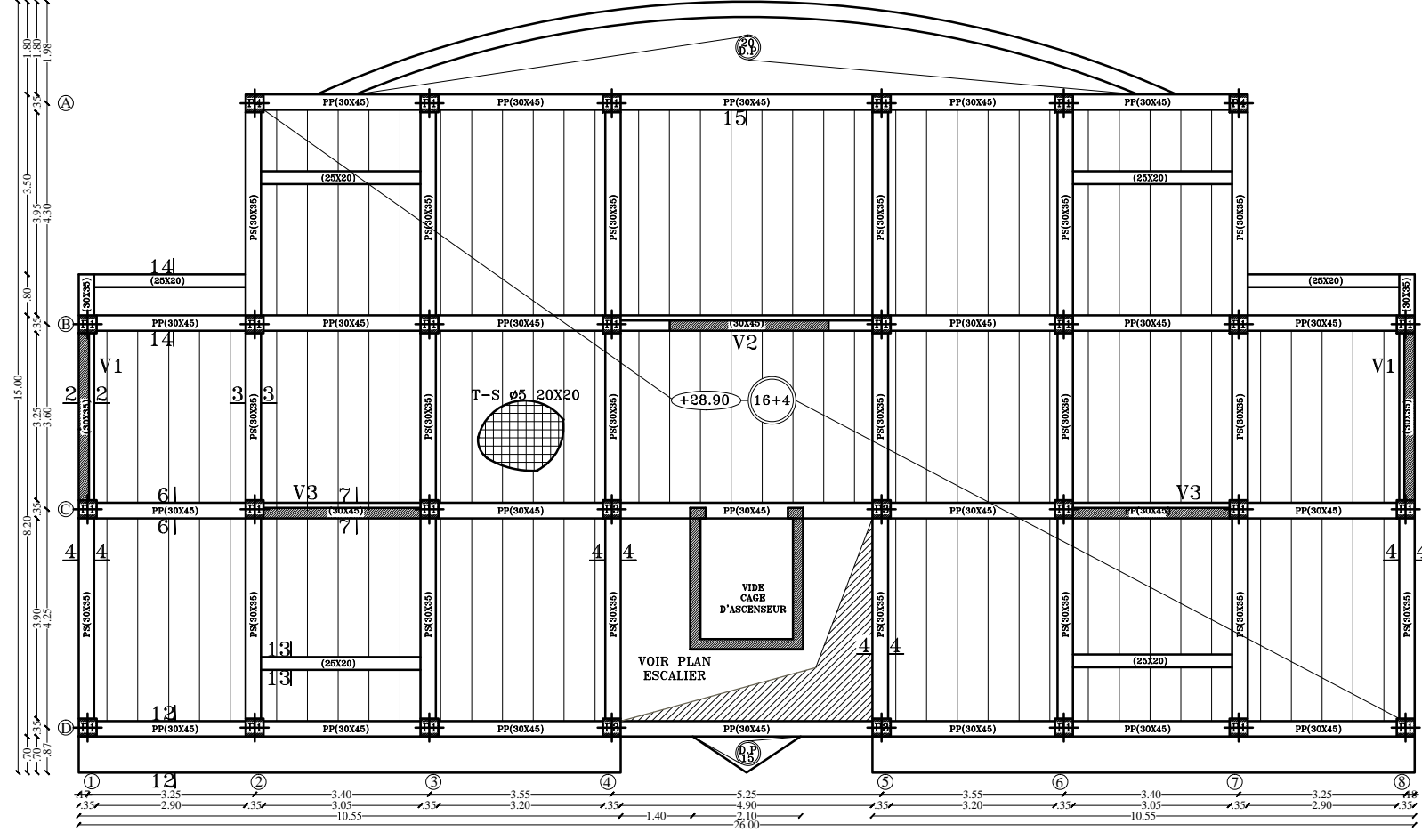
coffrage des planchers NIV +16.66 m , +19.72 m et +22.78 m



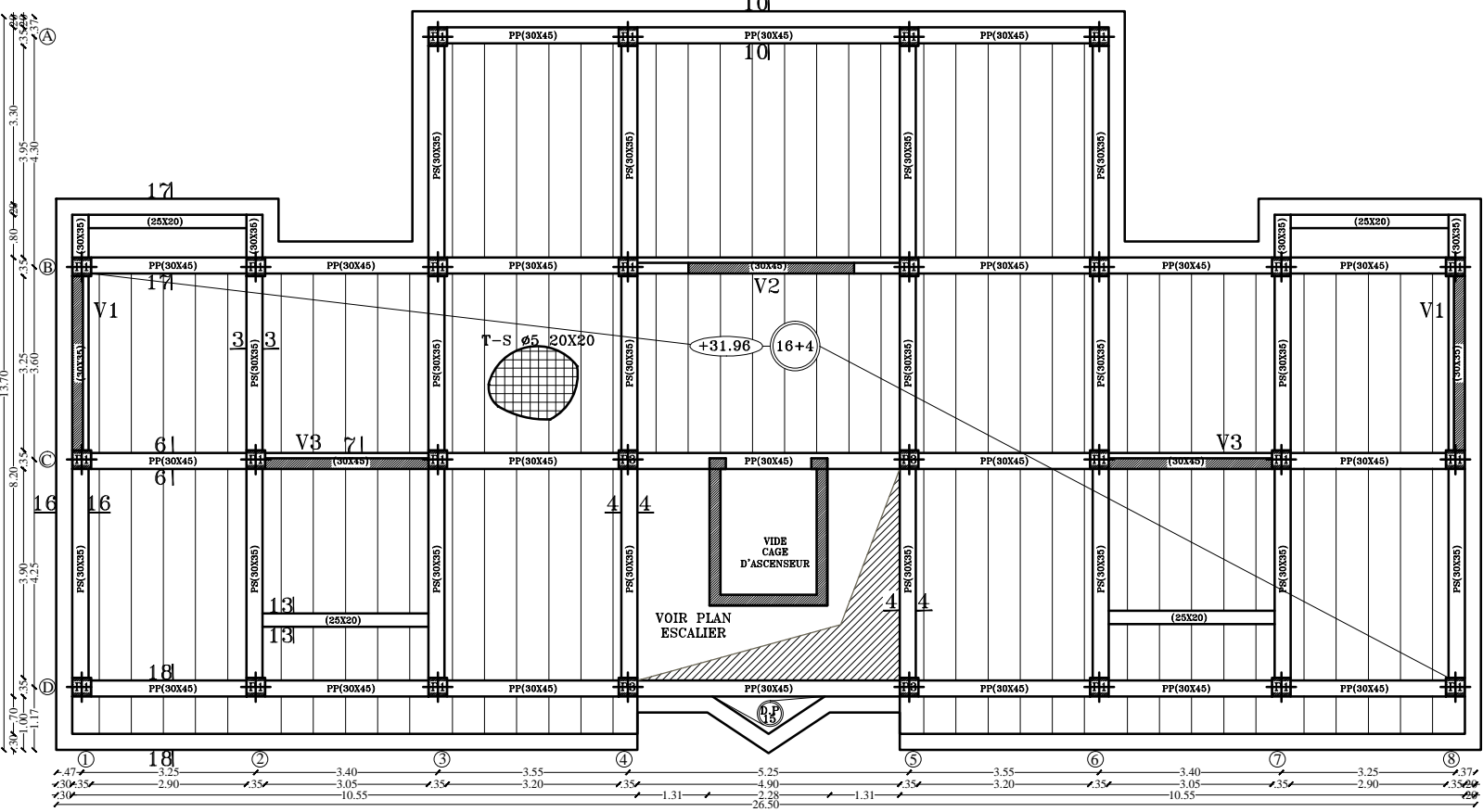
coffrage du plancher NIV +35.56 m



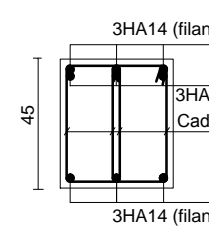
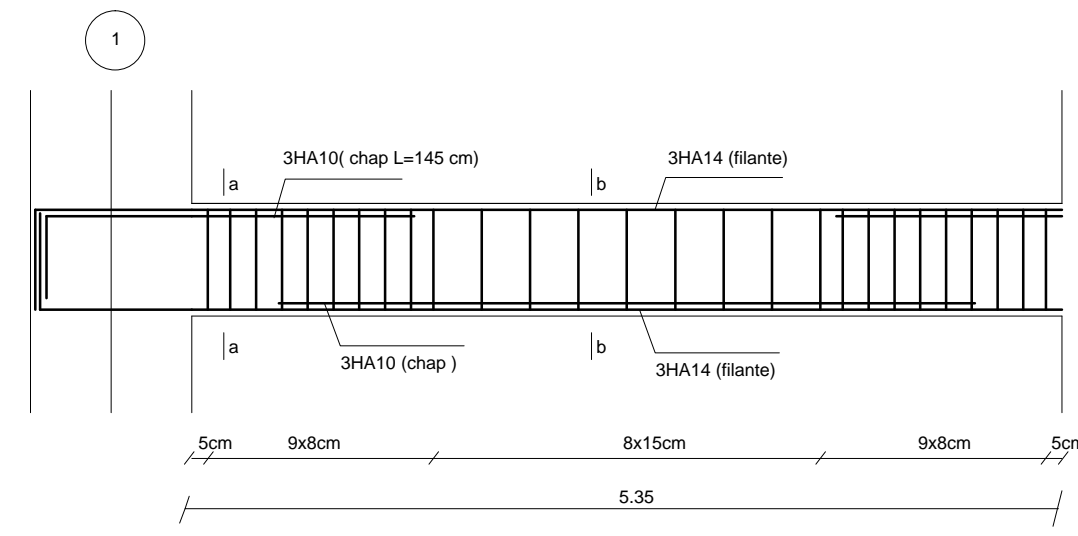
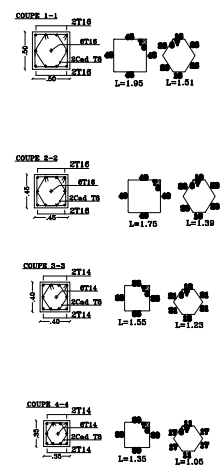
coffrage du plancher NIV +25.84 m



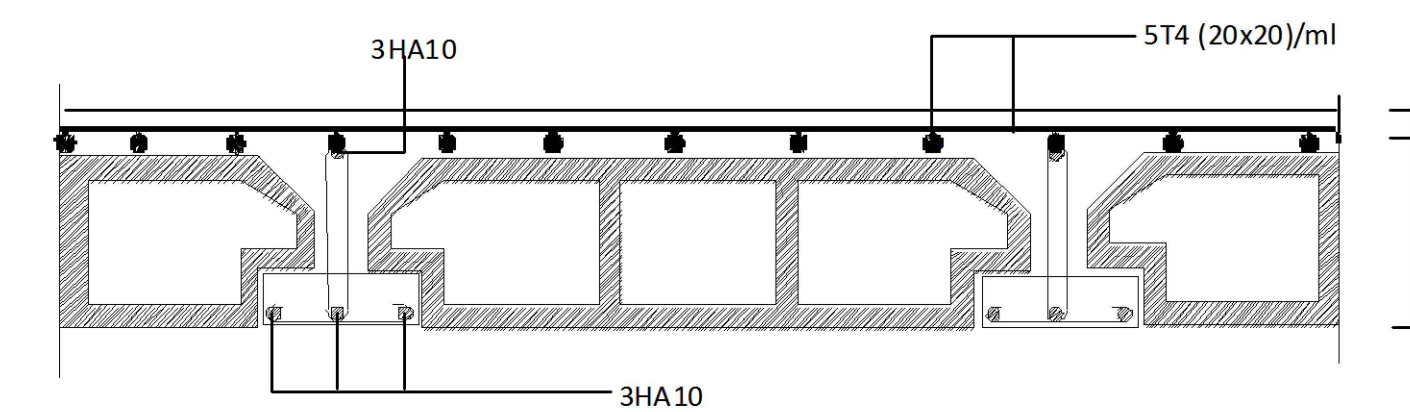
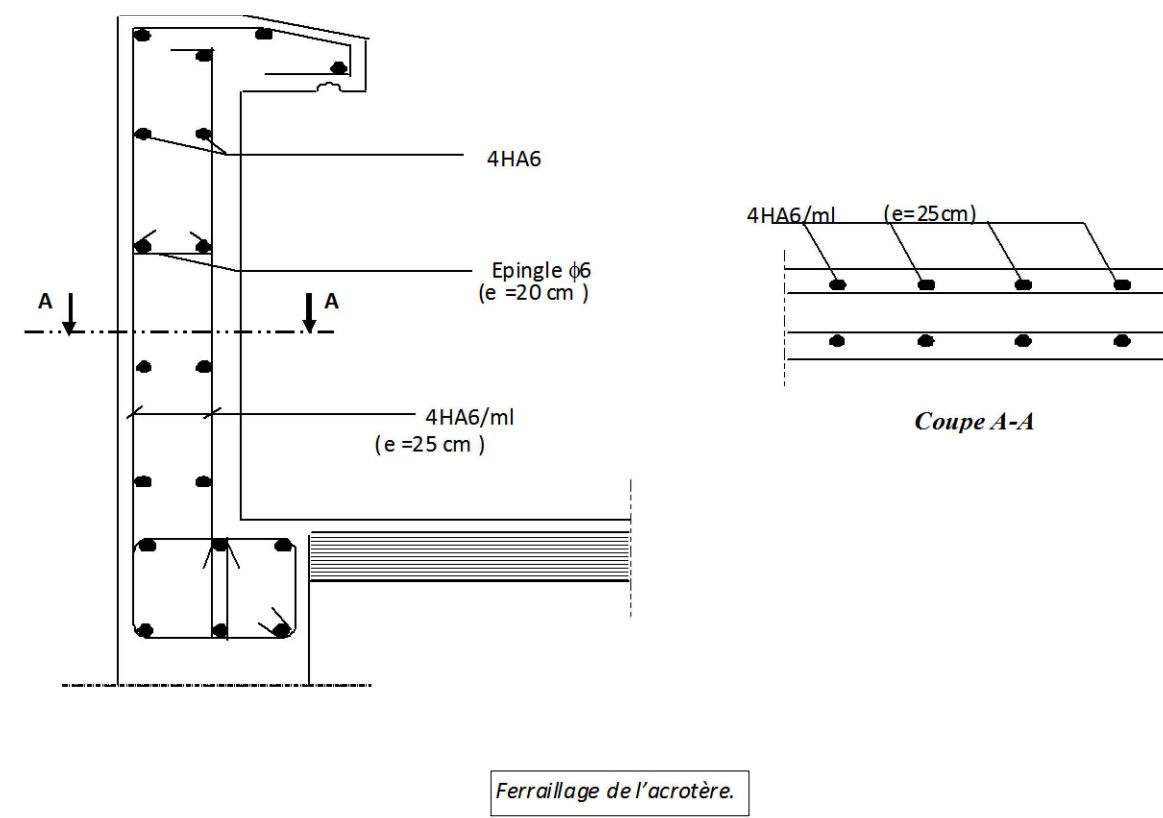
coffrage du plancher NIV +28.90 m



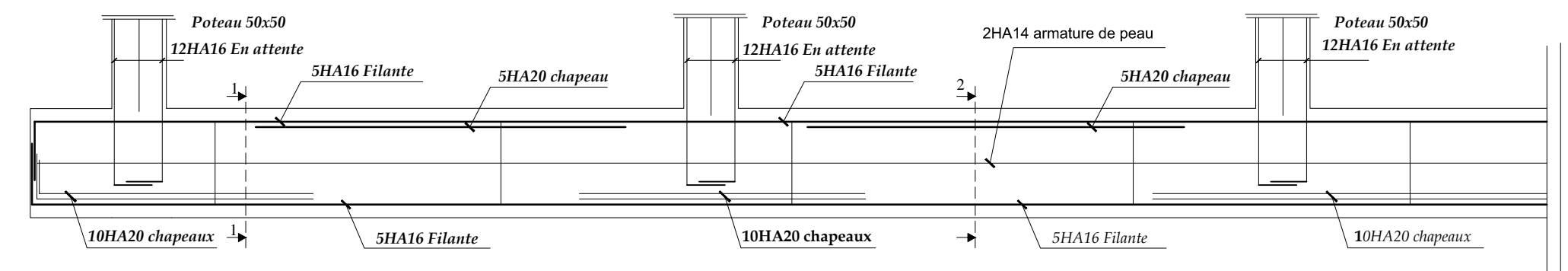
coffrage du plancher NIV +25.84 m



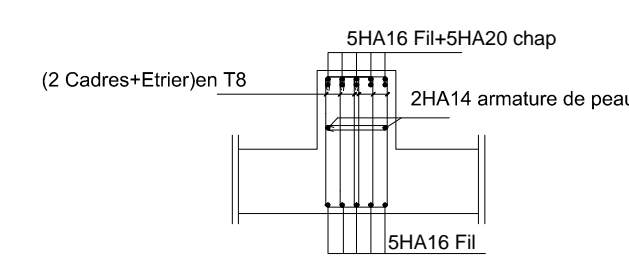
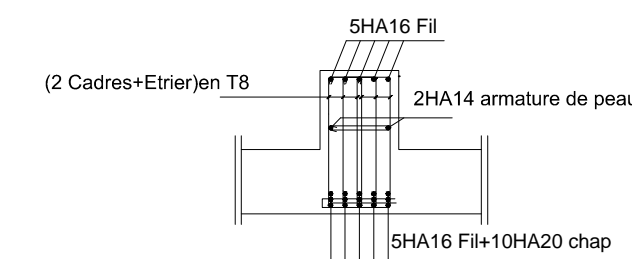
Coupe b-b



ferraillage du plancher



Coupe 2-2



plan de ferrailage de la nervure

9 HA 10 (e=15)

9 HA 10 / ml (e=12)

4 Epingles HA 8/m²

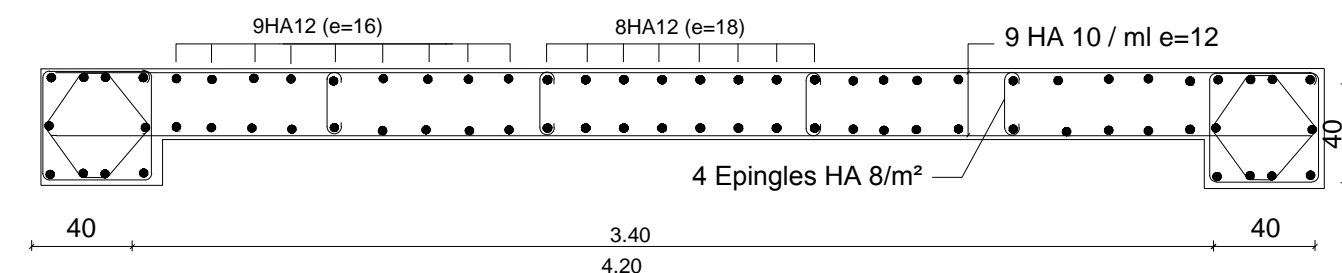
35

3.40

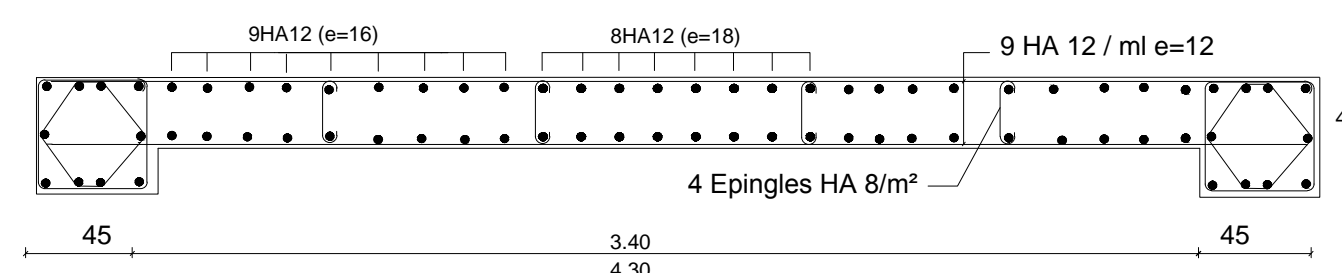
4.10

35

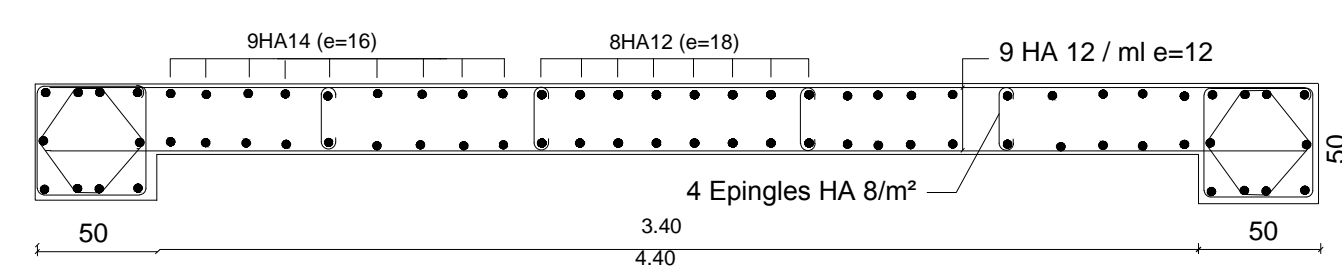
ZONE IV



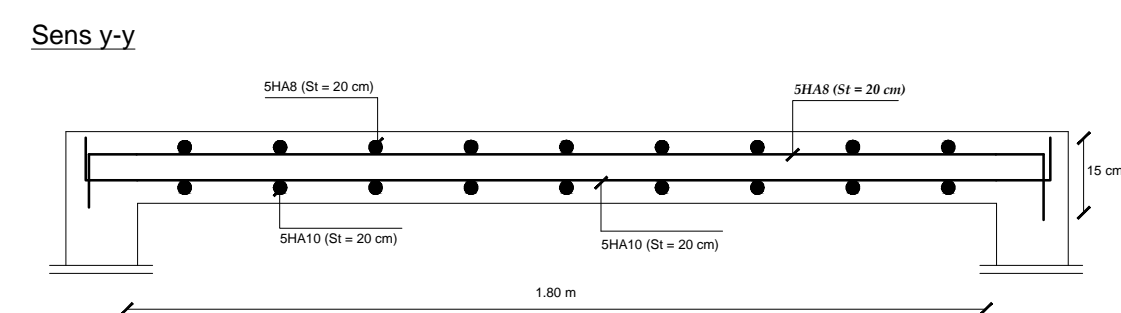
ZONE III



ZONE II



ZONE I



Sens x-x

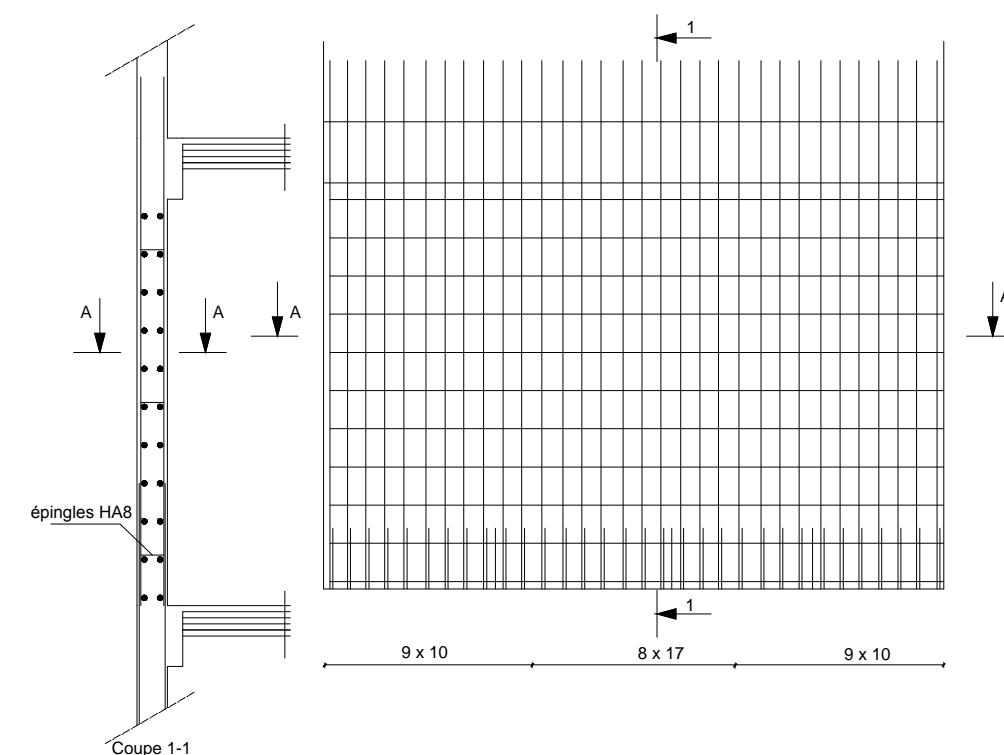
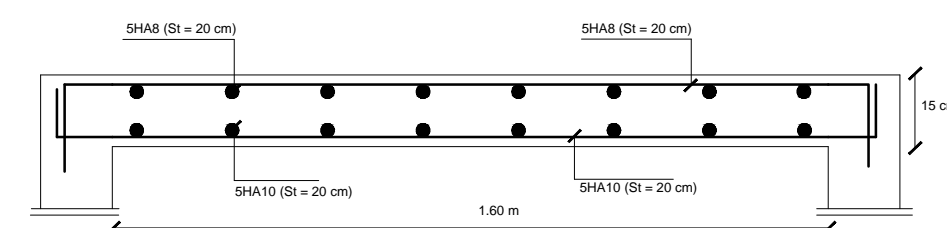


Figure 1: Plan view of the reinforcement layout for the concrete slab. The diagram shows a grid of reinforcement bars. The top layer consists of 5HA16 bars (St = 15 cm) and 6HA16/ml bars (St = 16 cm). The bottom layer consists of 5HA14 bars (St = 15 cm) and 6HA14/ml bars (St = 16 cm). A note indicates "1 Cavalier en HA12 par m²".

Plan de ferrailage de la dalle du radier