

2021/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

Thème :

Etude d'un bâtiment R+5+2Sous-sol à usage
d'habitation et commercial contreventé par voiles-
portique modélisé avec logiciel ETAPS

Dirigé par :

Mme : ALKAMA Farida

Réalisé par :

ZAOUI Rabah Abdelhakim

YAHY Syphax

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice Mme ALKAMA pour ses orientations et précieux conseils tout le long de notre travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont participé à notre formation ainsi que tous les membres de département Génie Civil.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que Dieu vous garde pour moi, merci infiniment.

A mes chères sœurs pour leurs soutiens et leurs encouragements.

A mes neveux, nièces et toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et camarades qui j'ai partagé des beaux moments.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et durant tous mon cursus.

Rabah Abdelhakim

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que Dieu vous garde pour moi, merci infiniment.

A mon cher frère et mes chères sœurs et pour leurs soutiens et leurs encouragements.

A mes neveux, nièces et toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et camarades qui j'ai partagé des beaux moments.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et durant tous mon cursus.

Syphax

SOMMAIRE

Introduction général :

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Introduction	2
I.1. Description de l'ouvrage :	2
I.2. Règlements utilisés et normes de conception	2
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment	2
I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage	3
I.4.1. L'ossature :	3
I.4.2. Planchers :	3
I.4.3. Maçonnerie :	4
I.4.4. Escaliers :	4
I.4.6. Coffrage :	4
I.4.7. Acrotère :	5
I.4.8. Les fondations :	5
I.5. Etat limite de l'ouvrage :	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.6.1. Le béton :	6
I.6.2. L'acier :	10

Chapitre II: pré-dimensionnement

II.1. Introduction	13
II.2. Pré-dimensionnement des éléments	13
II.2.1. Les planchers	13
II.2.1.2. Les planchers en dalle pleine	14
II.2.2. Les poutres	15
II.2.2.1. Poutres Principales	15
II.2.2.2. Poutres secondaires	15
II.2.3. Les voiles	16
II.2.4. Les poteaux	17
II.2.4.1. La descente de charges	18

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Calculs des planchers	28
III.2. L'acrotère :	47

III.3. Les escaliers :	54
III.4. La poutre palière.....	69
III.5. La poutre de chaînage :	70
Chapitre IV: Modélisation et vérification	
Introduction :	71
IV.1 . Description du logiciel ETABS	71
IV.2 . Méthode de calcul	71
IV.3 . Méthode Dynamique Modale Spectrale :	72
IV.4 . Etapes de modélisation :	72
IV.5 . Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :	72
IV.6 . Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :	78
IV.6.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	78
IV.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	78
IV.6.3 Déplacements relatifs :	82
IV.6.4: Déplacements maximum :	84
IV.6.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	86
Chapitre V: ferrailage des éléments structuraux	
V.1 : Ferrailage des poteaux.....	87
V-2 : Ferrailage des poutres	99
V-3 : Ferrailage des voiles.....	110
Chapitre VI: Etude de mur plaque	
Introduction	118
VI.1. Pré dimensionnement du mur plaque :	118
VI.2 Détermination des sollicitations :	118
VI.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :	118
VI.4. Ferrailage du mur plaque.....	120
VI.5 : Ferrailage à l'ELU	122
VI.6 : vérifications à l'ELU.....	123
Chapitre VII: Etude de l'infrastructure	
VII-1- Introduction :	126
VII.2 Type de fondations :	126
VII-2- Etude géotechnique du sol :	127
VII-3-Justification le choix d'un radier général :	127

VII-2- Pré dimensionnement du radier :	130
VII-3-Calcul de la surface nécessaire au radier :	132
VII-4-Calcul des sollicitations à la base du radier :	133
VII-5-Vérifications:.....	133
VII-5-Ferraillage du radier :	135

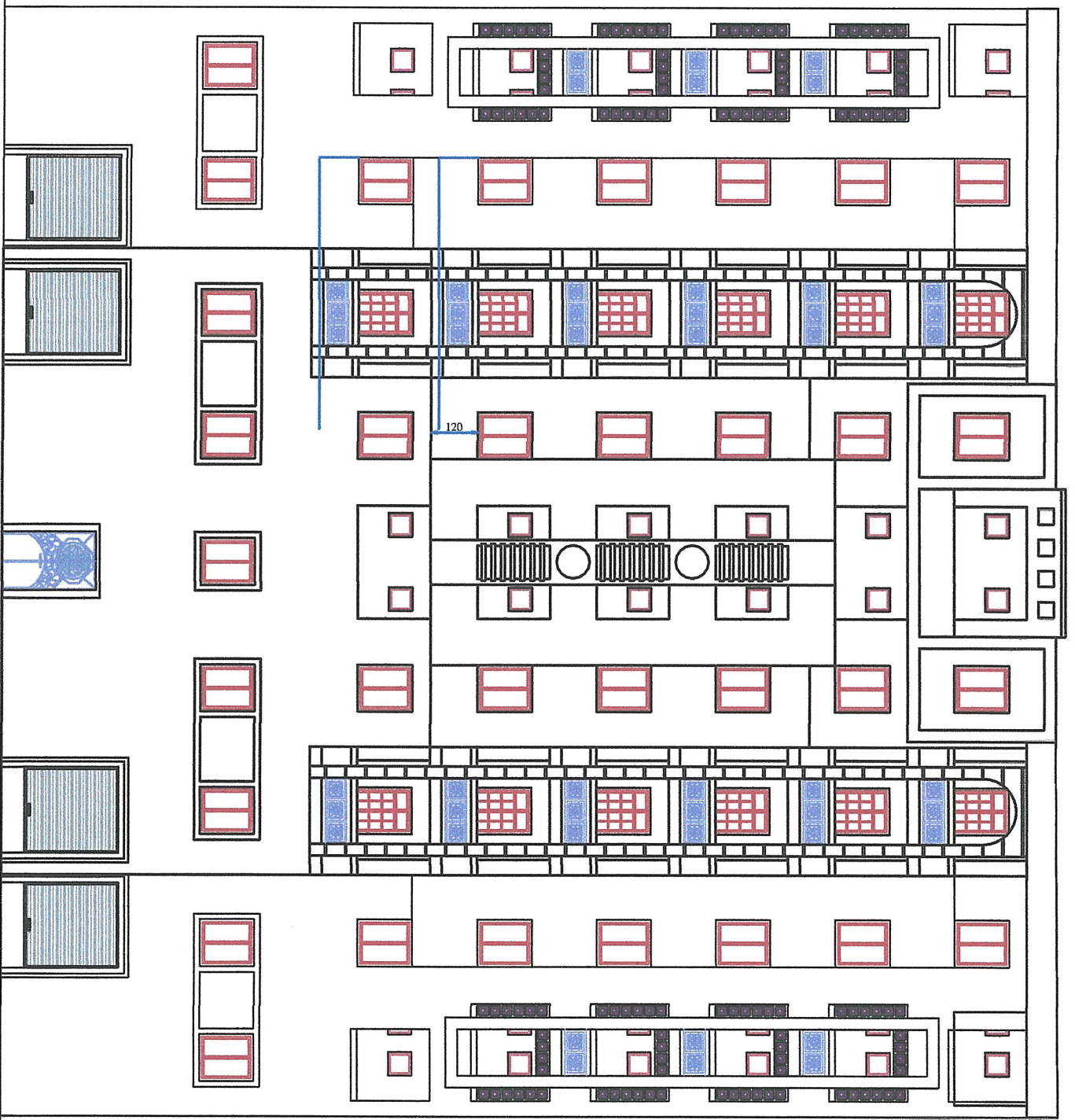
Conclusion général

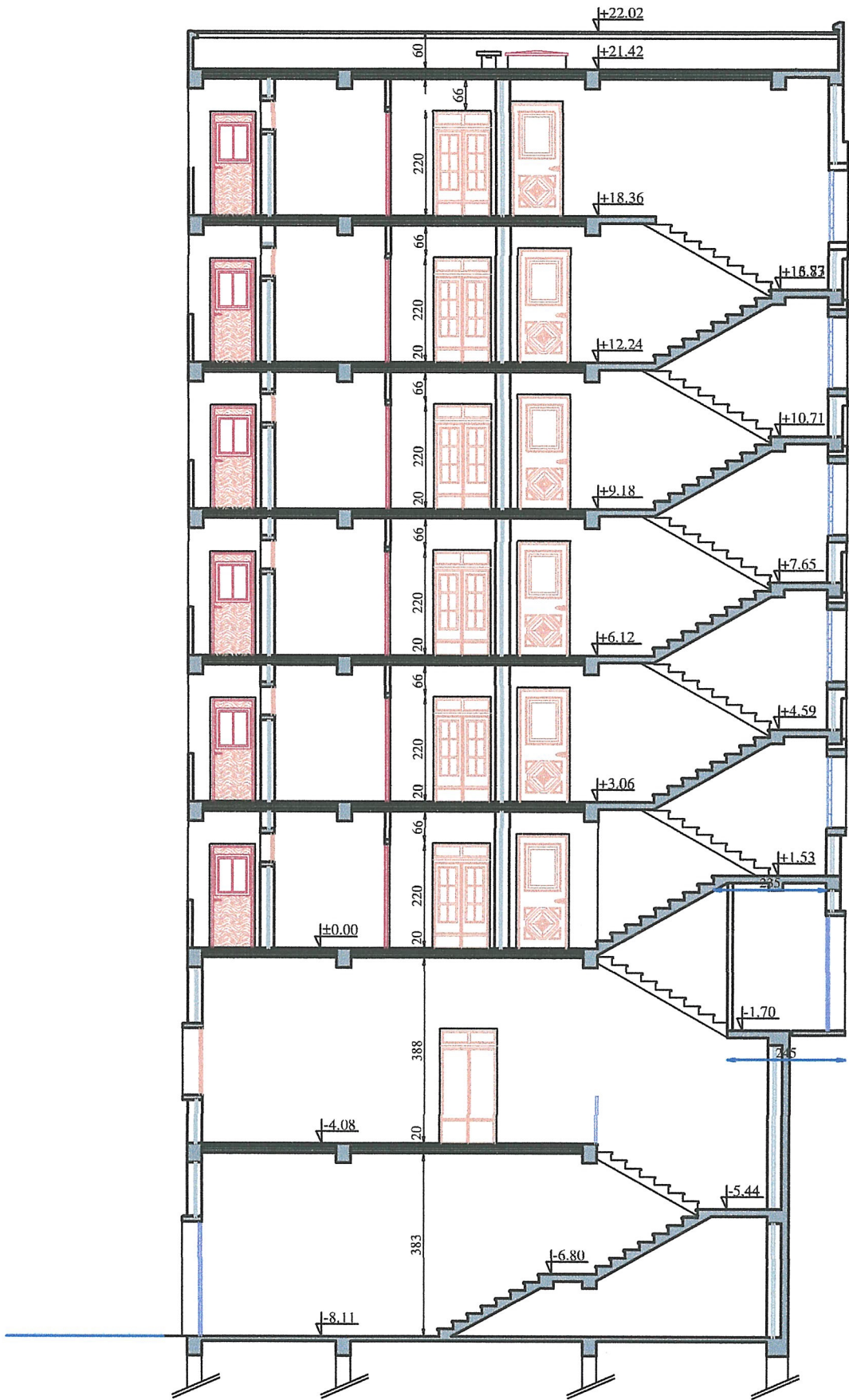
Bibliographie

FAÇADE PRINCIPALE Ech 1/50

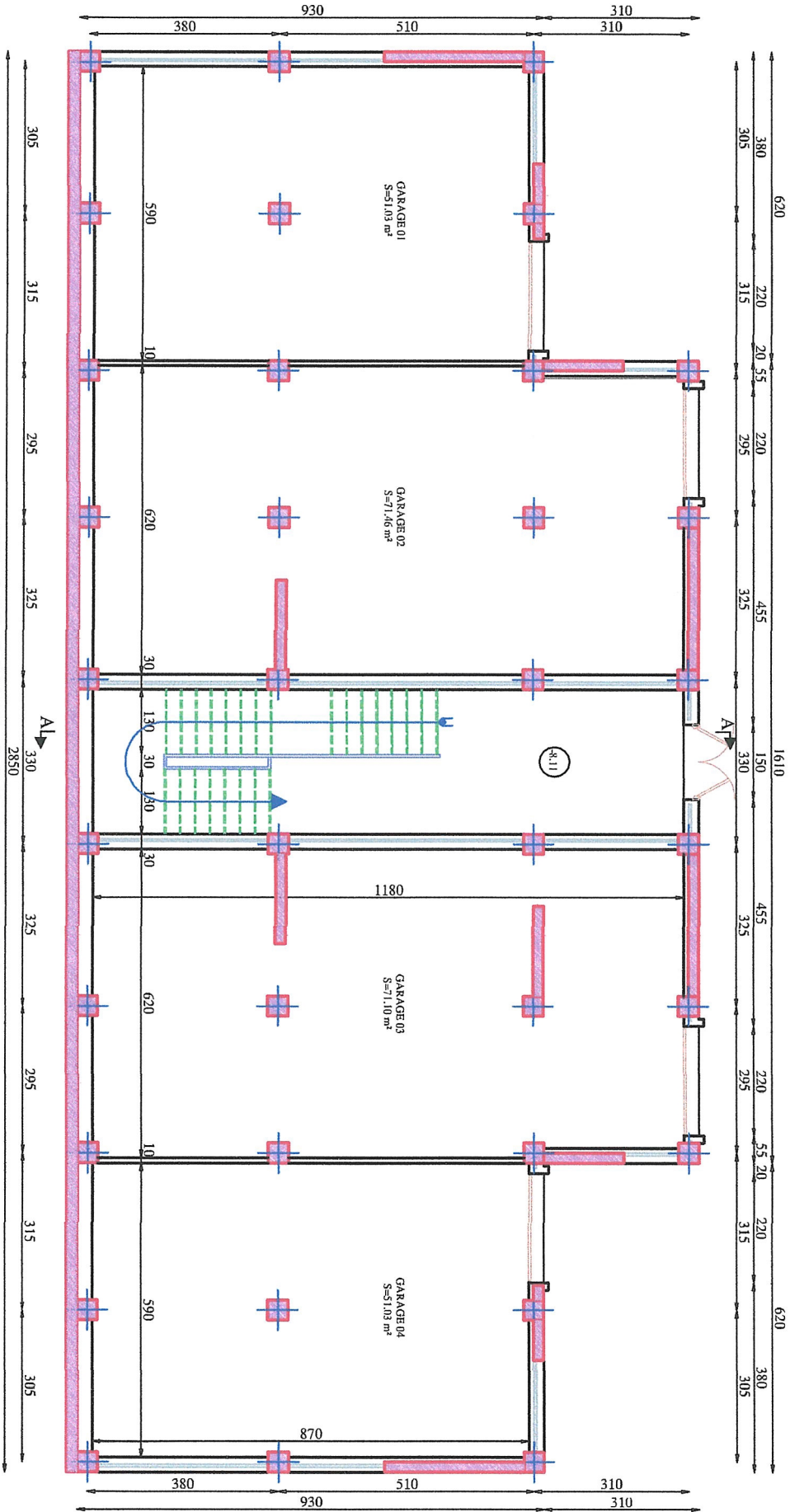


FAÇADE POSTÉRIEURE Ech 1/50





COUPE A-A 1/50

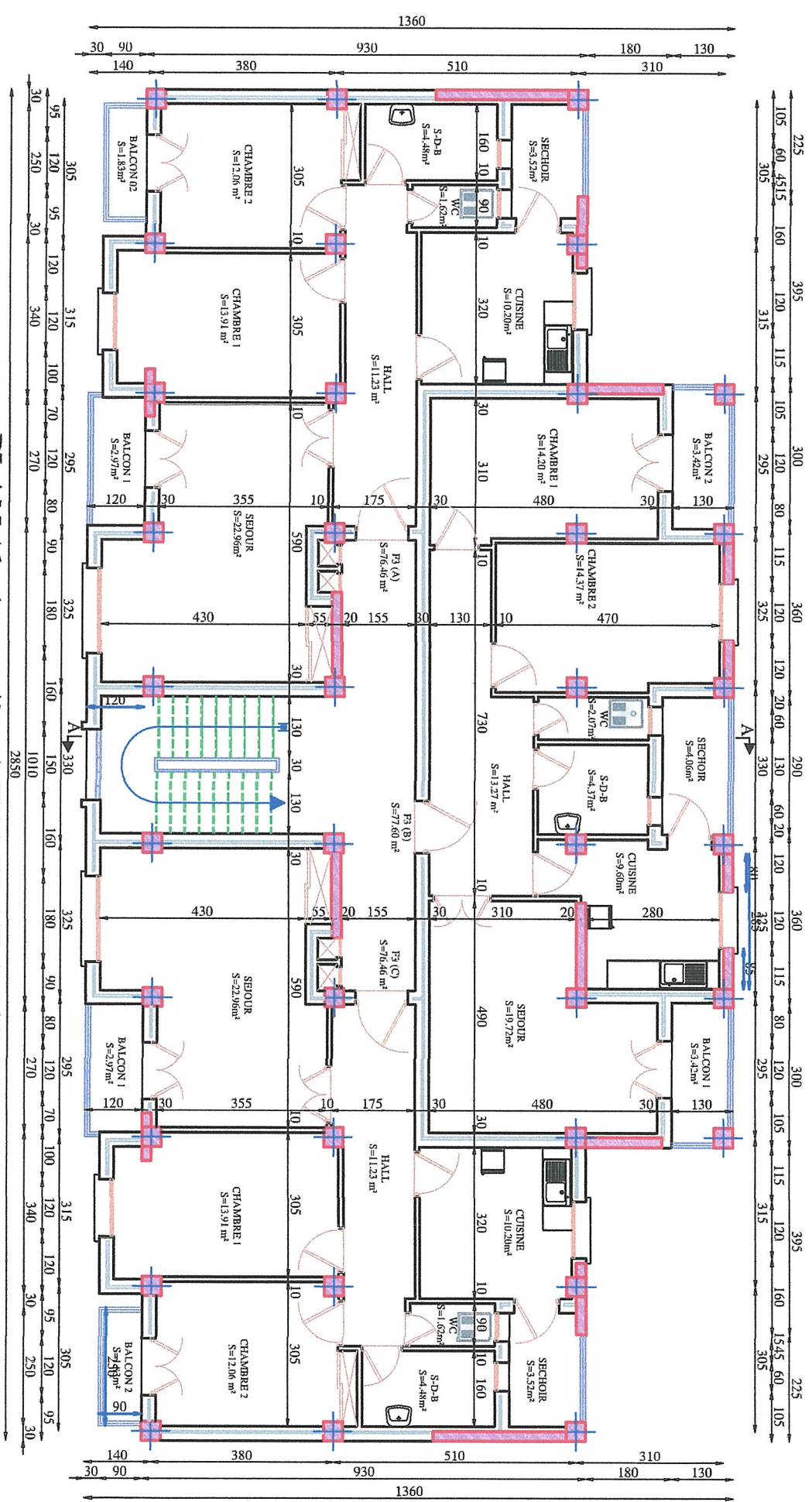


PLAN SOUS-SOL 2 Ech 1/50

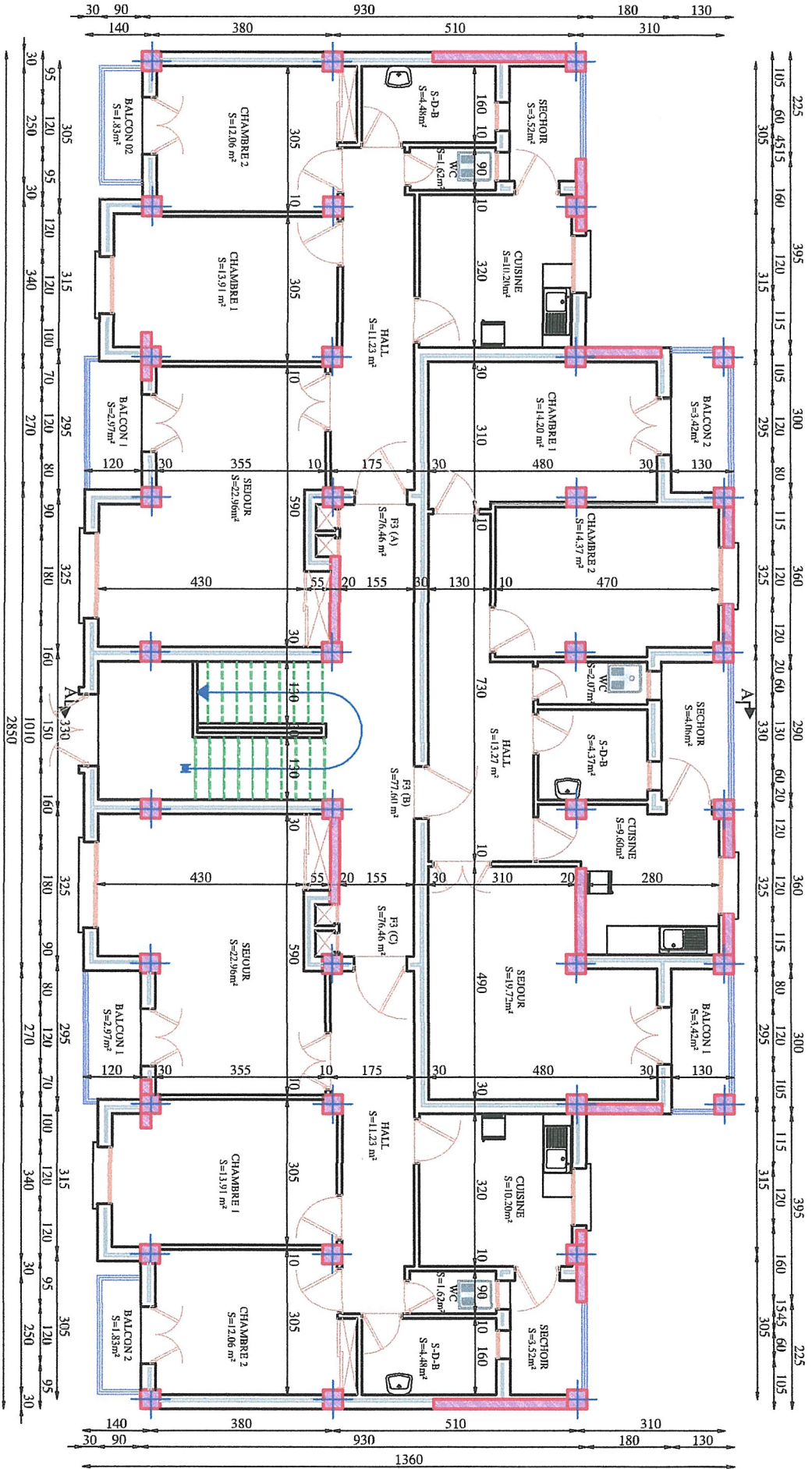
930

310

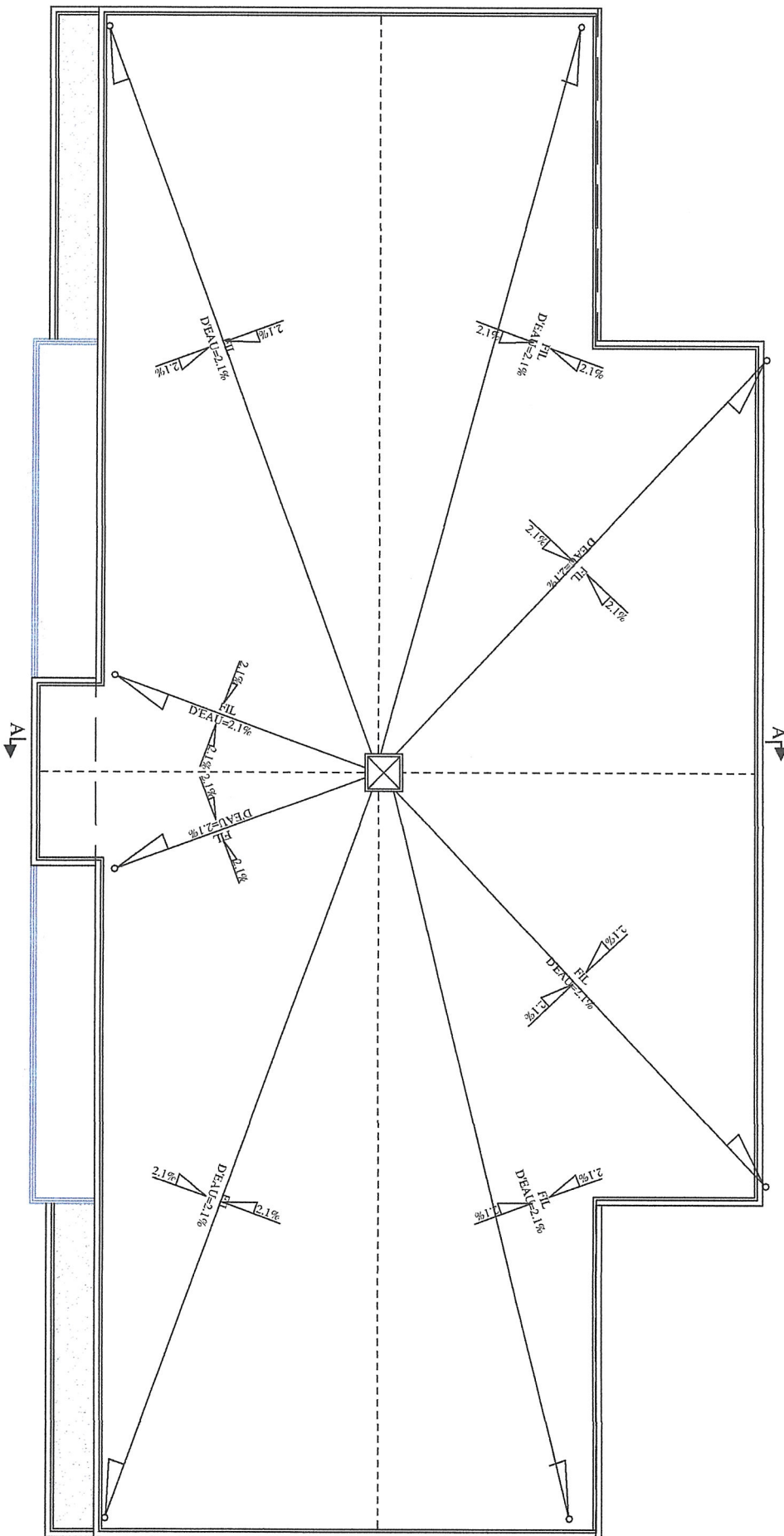
PLAN (du 1er au 4ème) ETAGES Ech 1/50



PLAN R-D-C Ech 1/50



PLAN DETANCHÉEITE Ech 1/50



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment ($R+5+2SS$) en portique et voile implanté dans la wilaya de **TIZI OUZOU** qui est une zone de sismicité moyenne (IIa).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 7 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude du mur plaque.
- Dans le septième chapitre l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

Introduction

Dans l'étude des structures, l'ingénieur en génie civil doit considérer à la fois le facteur sécuritaire et économique, pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+5+2sous sol**) à usage d'habitation qui est implanté à la wilaya de **TIZI OUZOU** classée d'après le règlement parasismique algérien (**RPA 99 vs 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). L'ouvrage appartient au groupe d'usage2 (Ouvrages d'importance moyenne) (**Article 3.2RPA99 vs 2003**). Ce bâtiment est composé de :

- 2 sous-sol a usage commercial.
- 1 rez- de- chaussée + 5 étages courants a usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une terrasse inaccessible

I.2. Règlements utilisés et normes de conception

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99-version2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91- modifié99**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C 2.2**) : charge permanentes et charge d'exploitation.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Hauteur totale du bâtiment : **26,47m**
- Hauteur d'étage courant : **3,06m**
- Hauteur du RDC : **3,06m**
- Hauteur du sous- sol1 : **4,08m**
- Hauteur du sous-sol2 : **4,03**
- Longueur totale du bâtiment : **28,50m**
- Largeur totale du bâtiment : **13,60m**

I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage

I.4.1. L'ossature :

Notre bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le **(RPA 99 version 2003)** pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, son contreventement est assuré par deux types :

- **Contreventement par portique :** C'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales et transmettre directement les efforts aux fondations.
- **Contreventement par voiles :** Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement) ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et de la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages

- **Plancher en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction :

Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).

-Isolation thermiques et acoustiques entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I.4.3. Maçonnerie :

1. **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.

2. **Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

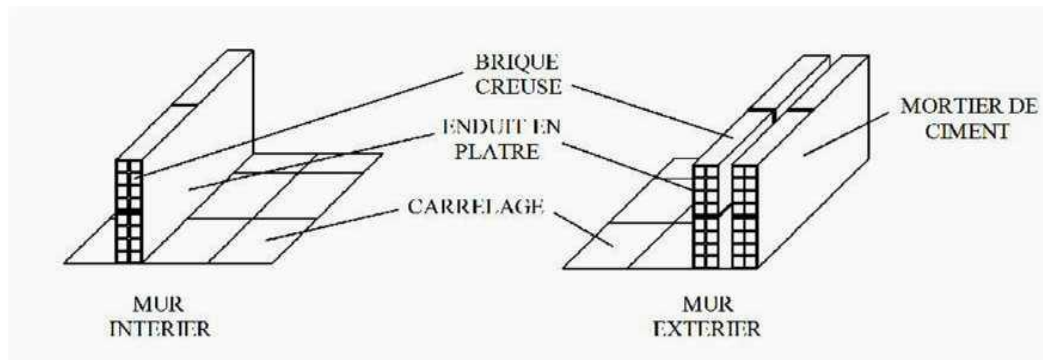


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.4. Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé surplace. Le coulage s'effectuera par étage.

I.4.5. Revêtements : Les revêtements utilisés sont comme suivis :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

I.4.6. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

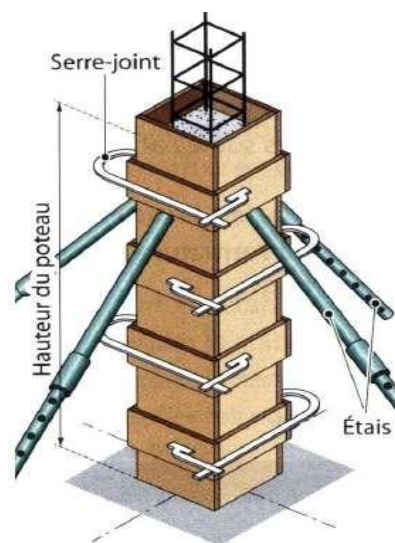


Figure I.2 : exemple d'un coffrage classique en bois.

I.4.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 65 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.4.8. Les fondations :

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.5 Etat limite de l'ouvrage :**I.5.1 Définition :**

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition de sécurité d'une construction ou de ses éléments, est strictement vérifiée. Au-delà de ces états, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU): Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

b) Etat limite de service (ELS): C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (*RPA99 version 2003*) ainsi que les règles du béton armé aux états limite (*BAEL 91 modifié99*).

I.6.1. Le béton :**I.6.1.1. Définitions :**

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (Sable et graviers), de ciment (liant hydraulique), d'eau de gâchage et d'adjuvants (dans certains cas). Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours d'âge, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « Béton armé ».

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

I.6.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**a. Résistance caractéristique à la compression :**

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée f_{c28} et s'exprime en **MPa** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5 % de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

L'article (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99) stipule que :

. Pour $j \leq 28$ jours :

$$F_{Cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ Pour : } F_{C28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{Cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,40 + 0,95j)} \text{ Pour : } F_{C28} > 40 \text{ MPa}$$

. Pour $j > 28$ jours : F_{Cj} est prise conventionnellement égale à F_{C28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL 91 modifié 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25)$$

$$\text{Où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

c. Etat limite des contraintes du béton :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifié 99)**

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

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec : γ_c coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation Durable

Et : θ coefficient de la durée d'application des actions

- $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heures (Accidentelle)
- $\theta = 1$ $t > 24$ heures (durable)

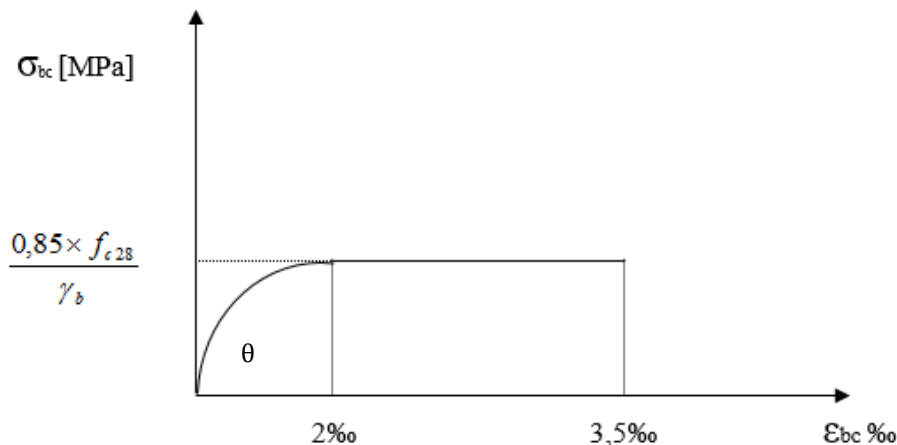


Figure I.3: Diagramme des contraintes- déformation du béton à l'ELU.

✓ **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifié 99)**

La contrainte limite du béton à l'E.L. S correspond aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L. S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

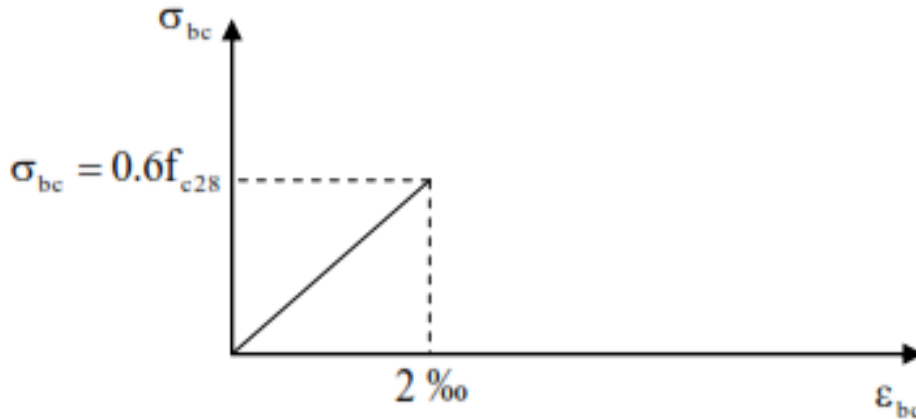


Figure I.4 : Diagramme des contraintes - déformations du béton à l'ELS.

d. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifié 99)

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) est donnée par l'expression suivante :

(Dans le cas où les armatures sont droites)

$$\tau_u = V_u / b \cdot d$$

Avec : V_u : l'effort tranchant

b : largeur de la section

d : hauteur utile ($d=h-c$)

Cette valeur de doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u \leq \min [0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa}] \text{ en cas de fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min [0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}] \text{ en fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

e. Module d'élasticité longitudinale :

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

f. Module d'élasticité instantané (Art A.2.1.21 BAEL91 modifié 99)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,195 \text{ MPa}$$

g. Module d'élasticité différée (Art A.2.1.22 BAEL91 modifié 99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

h. Module d'élasticité transversale :

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

i. Coefficient de poisson :(Art A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Qui est égal à :

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

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

I.6.2 L'acier :

I.6.2.1 Définitions :

L'acier est un matériau très résistant, son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton ; contrairement à ce dernier, il possède un comportement identique en traction et en compression, il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

On distingue :

Les barres à haute adhérence, de nuances : FeE400 et FeE500 ce sont les plus recommandés en zone sismique.

Treillis soudés : formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

1.5.2.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

a) Module d'élasticité longitudinal :(Art 2.2.1 BAEL91 modifié 99)

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement qu' E_s sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

b) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

1. Etat limite Ultime [ELU] :(Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99)

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable)

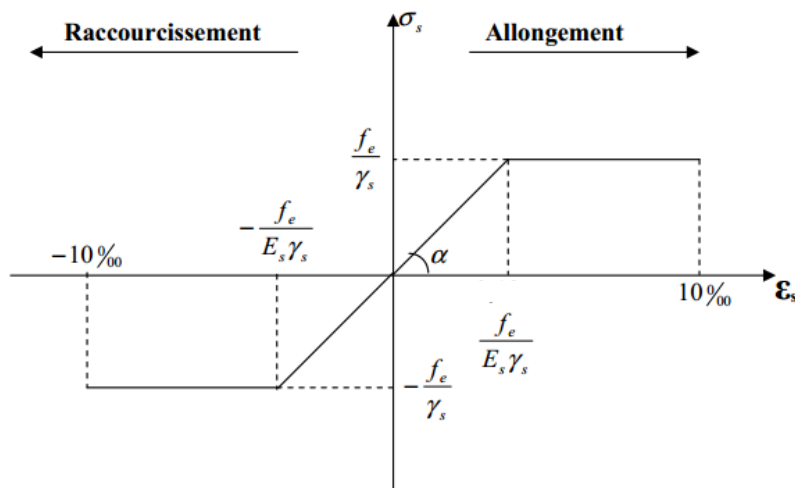


Figure I.5: Diagramme des contraintes – déformations de l'acier à l'ELU.

2. Etat limite service [ELS] :(Art A.4.5.3 BAEL91 modifié 99)

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

✓ Fissuration peu préjudiciable : (Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99)

Cas des éléments situés dans des locaux couverts et clos, aucune vérification n'est nécessaire.

✓ Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL91 modifié 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation, ou noyé et émergés en eau :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

✓ **Fissuration très préjudiciable** :(Art A.4.5.33 BAEL91 modifiée 99)

Cas des éléments devant assurés à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, industries chimiques...)

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec : **n** : coefficient de fissuration

- $n = 1,0$ Pour les aciers ronds lisses et treillis soudés
- $n = 1,3$ Pour les aciers hautes adhérence $\varnothing < 6 \text{ mm}$
- $n = 1,6$ Pour les aciers hautes adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

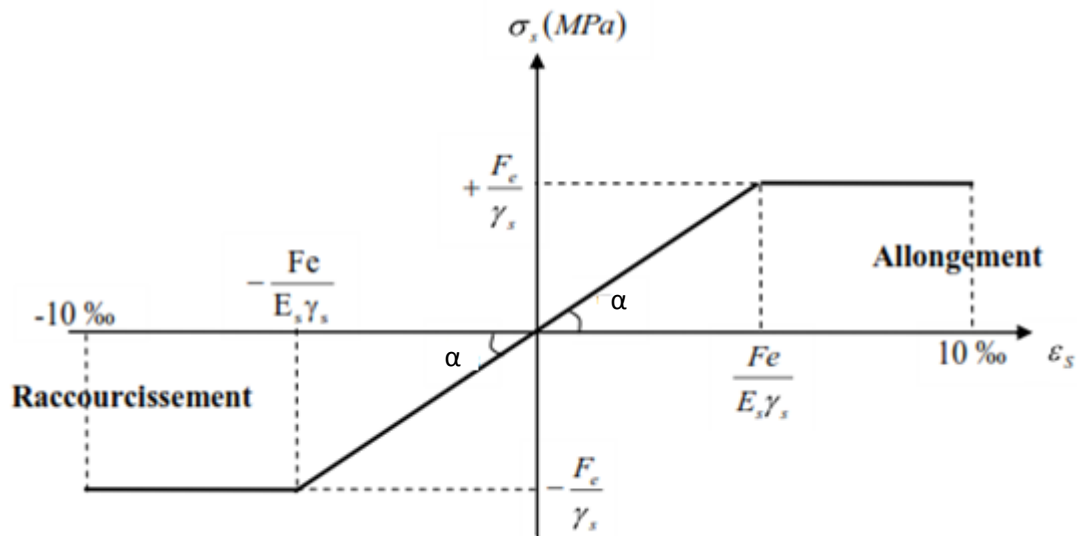


Figure I.6 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier à l'ELS.

❖ **Protection des armatures** :(Art A.7.1 BAEL91 modifié 99)

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

On adopte les valeurs suivantes :

— **5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

— **3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

— **1 cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

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

Conclusion :

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivront, on effectuera les calculs et les vérifications.

CHAPITRE II :

*PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS*

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que le « **DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.2. Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrillé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

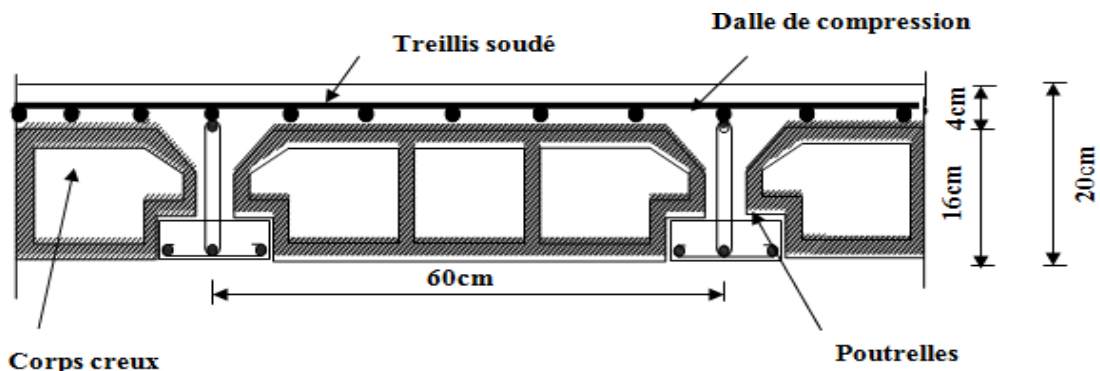


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (Art B.6.8.424 BAEL 91)}$$

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

ht: hauteur totale du plancher.

Remarque :

Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone **IIa**. Dans notre cas : $L_{max} = 325 - 25 = 300 \text{ cm}$

Ce qui nous donne : $h_t = 300 / 22,5 = 13,33 \text{ cm}$

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II.2.1.2. Les planchers en dalle pleine

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

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

a) *Condition de résistance à la flexion :*

L'épaisseur de la dalle des balcons dépend de la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \text{ Avec : } L_0 \text{ portée libre.}$$

Et e : épaisseur de la dalle.

$$\text{Dans notre cas : } L_0 = 1,30 \text{ m } e \geq \frac{130}{10} \longrightarrow e = 13\text{cm}$$

b) *Condition de résistance au feu :*

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11 cm.**

c) *Isolation acoustique :*

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350\text{kg/m}^2 \text{ Avec : } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3.$$

D'où l'épaisseur minimale de dalle est :

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Donc : $e = \max(13, 11, 15)$

On adoptera une épaisseur de : **$e = 15 \text{ cm.}$**

II.2.2. Les poutres

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

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles « **B.A.E.L.91_modifiées.99** », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement « **RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ (BAEL 91 modifié 99)
- Largeur : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{max} : Longueur maximum entre nus d'appuis considérés.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003**

II.2.2.1. Poutres Principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

	Hauteur [cm]	Largeur [cm]
Application numérique	$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$	$0,4 (40) \leq b \leq 0,7(40)$
	$34 \leq h_t \leq 51$	$16 \leq b \leq 28$
Valeur prise	40	25

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.

II.2.2.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

	Hauteur [cm]	Largeur [cm]
Application numérique	$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10}$	$0,4 (30) \leq b \leq 0,7(30)$
	$22 \leq ht \leq 33$	$12 \leq b \leq 21$
Valeur prise	30	25

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

- *Vérification relatives aux exigences de l'RPA (Art 7.5.1 RPA 99/2003) :*

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	30	vérifié
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	vérifié
$h/b \leq 4$	1,6	1,2	vérifié

Tableau II.3 : Vérification des conditions exigées par l'RPA.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptés pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales : PP (25×40) cm²

Poutres secondaires :PS (25×30) cm²

II.2.3. Les voiles

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Art 7.7.1 RPA 99/2003 . Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4a$

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit: $a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$

$$a \geq h_e/20$$

Avec :

a : épaisseur du voile

L : portée minimale du voile.

h_e : hauteur libre de l'étage.

$$h_e = h - h_t \text{ avec } h_t = 20 \text{ cm}$$

Le sous-sol₁ :

$$h_{S-sol1}=4,08\text{m}=408\text{cm} \longrightarrow h_e=408-20=388\text{cm}$$

$$a \geq 388/20=19,4\text{cm}$$

Le sous-sol₂ :

$$h_{S-sol2}=4,03\text{m}=403\text{cm} \longrightarrow h_e=403-20=383\text{cm} \longrightarrow a \geq 383/20=19,15\text{cm}$$

Les étages courants :

$$h_{ec}=3,06\text{m}=306\text{cm} \longrightarrow h_e=306-20=286\text{cm} \longrightarrow a \geq 286/20=14,30\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a = 20 cm.**

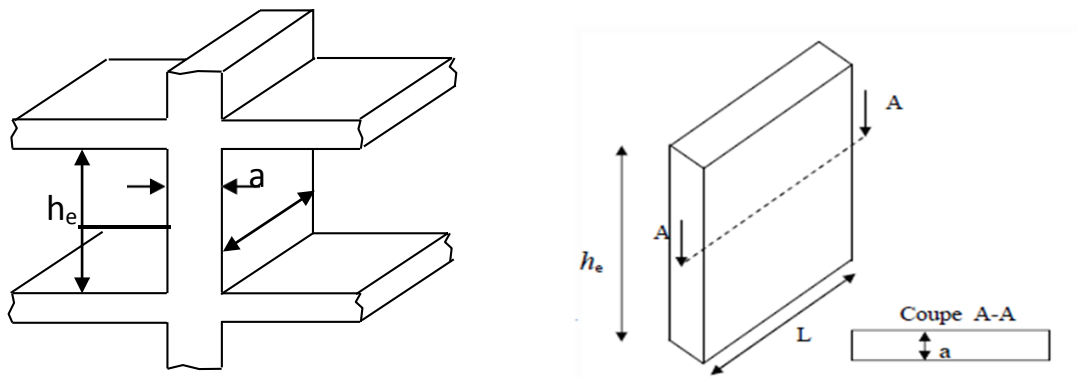


Figure I.2: dimension des voiles

- **Vérification relatives aux exigences de l'RPA :**

Dans notre cas $L_{\min} > 4 \times 20 = 80\text{cm}$

II.2.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 RPA 99/2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire la condition suivante:

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < (b_1/ h_1) < 4$

La section du poteau sera déterminée par la formule : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec: $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$

Et :

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

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

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

II.2.4.1 La descente de charges

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, en effet elle permet de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles, le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (la charpente pour notre cas) vers le niveau le plus bas (les fondations). Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire de définir les charges et surcharges, ainsi que les surfaces d'influence de ces dernières.

II.2.4.1.1 Détermination des charges et surcharges

1. Charges permanentes G

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers, les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

➤ Les planchers

Elles sont données par le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

a. Plancher d'étage terrasse

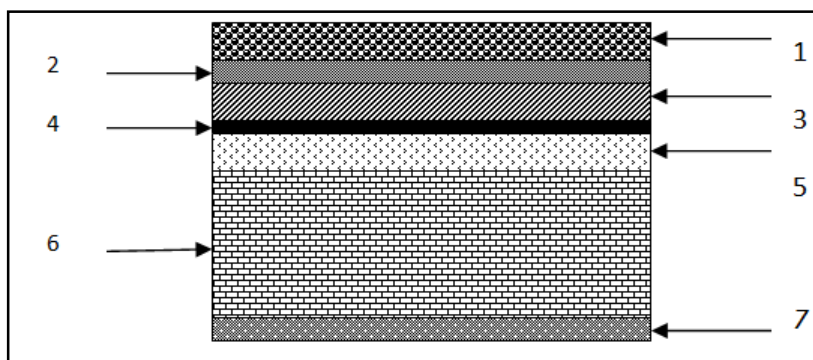


Figure II.3: Coupe transversale au niveau de plancher en corps creux étage terrasse.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3. Béton en forme pente	0,07	22	1,54
4. Feuille polyane	/	/	0,01
5. Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6. Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
7. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Gt = 5,68 KN/ m².			

Tableau II.5: Charges permanentes du plancher d'étage terrasse

b. Plancher d'étage courant:

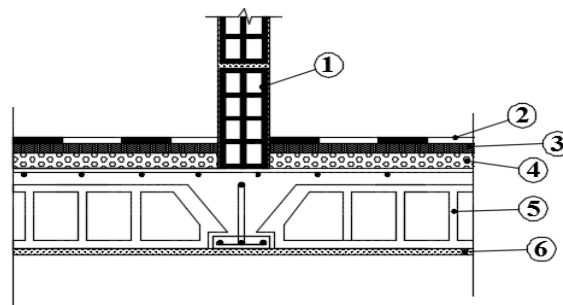


Figure II.4: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Cloison	0,02	20	0,90
2. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3. Mortier de pose	0,03	18	0,40
4. Couche de sable	0,20	14	0,54
5. Dalle en corps creux	0,20	10	2,80
6. Enduit plâtre	0,10	09	0,20
Gt = 5,24KN/ m².			

Tableau II.6: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

➤ **Maçonnerie :**

a- Mur extérieur :

C'est une double cloison en briques creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

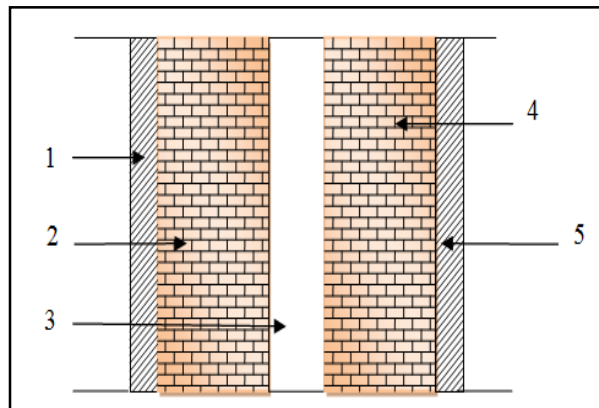


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2. Maçonnerie en brique creuse Extérieure	0,10	09	0,90
3. Lamé d'aire	0,05	/	/
4. Maçonnerie en brique creuse Intérieure	0,10	09	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Gt = 2,40KN/ m².			

Tableau II.8 : Charges permanentes des murs extérieurs.

b) Mur intérieur :

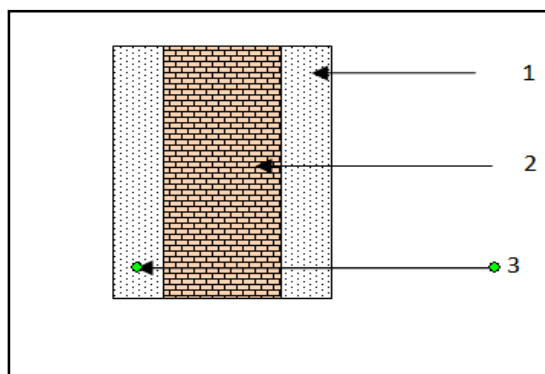


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,20
2. Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
3. Enduit en plâtre extérieur	0,02	10	0,20
Gt = 1,30 KN/ m².			

Tableau II.9 : Charges permanentes des murs intérieurs.

➤ **L'acrotère :**

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans les schémas ci-dessous, vont nous permet de déterminer la charges permanentes correspondantes :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (KN/m³)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m²)

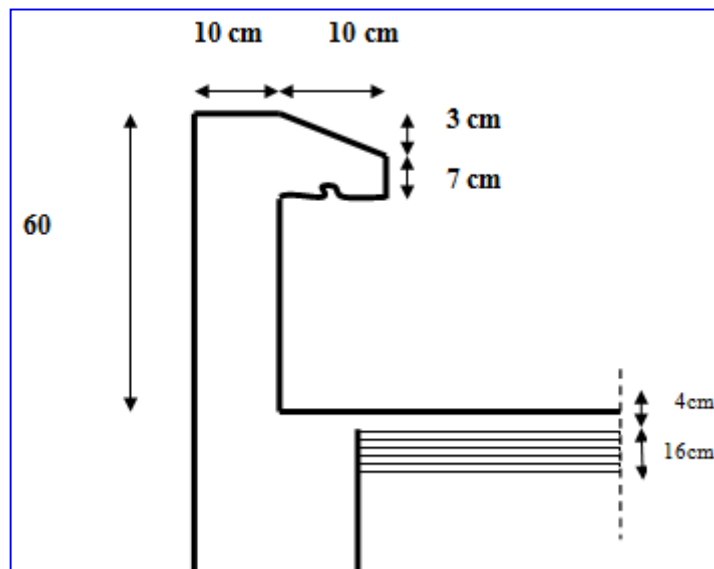


Figure II. 8 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.10) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.75 \text{ KN/ml}$$

2. *Surcharges d'exploitation Q*

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.22** :

Les éléments de la structure	surcharge Q (KN/m ²)
1. Acrotère	1
2. Plancher terrasse inaccessible	1
3. Les étages courant à usage d'habitation	1,5
4. Plancher rez-de-chaussée à usage d'habitation	1,5
5. plancher sous sol à usage commercial	2,5
6. Escalier	2,5
7. Balcon	3.5

Tableau II.10: Charges d'exploitation

II.2.4.1.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge est le : **D3**

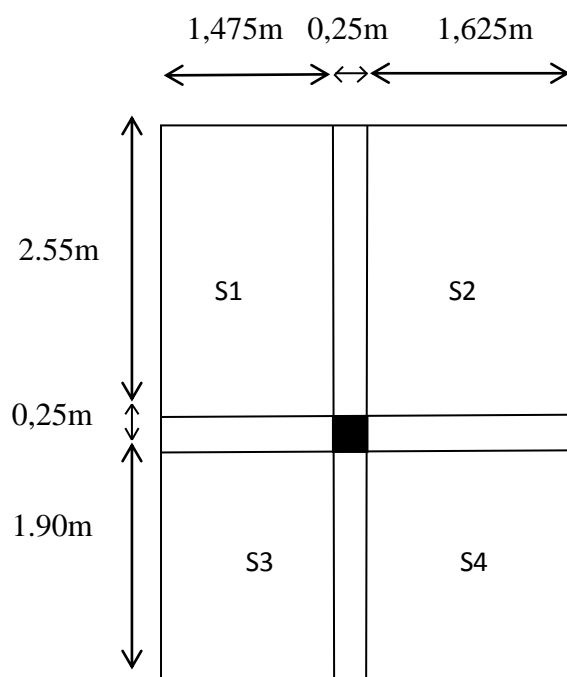


Figure. II. 9: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité D₃.

•Section nette:

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (2,55 \times 1,475) + (2,55 \times 1,625) + (1,90 \times 1,475) + (1,90 \times 1,625) = 13,795 \text{ m}$$

II.2.4.1.3 Calcul des poids propres des éléments :

- **Les poteaux :** $P_{Pot} = S \times \rho \times h_e$

Avec:

-S : section des poteaux en zone **IIa** ≥ 25 cm (RPA 99/version 2003)

- ρ : poids volumique du béton $25 \frac{KN}{m^3}$

- h_e : hauteur d'étage

- Pour le sous-sol1 : $P_{s-sol1}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = \mathbf{6,375KN}$
- Pour le sous-sol2 : $P_{s-sol2}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,03 = \mathbf{6,296KN}$
- Pour le RDC et les étages courants : $P_{RDC-EC}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = \mathbf{4,781KN}$

- **Les poutres:** $P_{Poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec : ρ : poids volumique du béton $25 \frac{KN}{m^3}$

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales : (25x40)

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,40 \times 25) \times (2,55 + 1,90) = \mathbf{11,125KN}$$

- Les poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,30 \times 25) \times (1,475 + 1,625) = \mathbf{5,812KN}$$

D'où le poids totale : $P_{tot} = \mathbf{11,125 + 5,812 = 16,937KN}$

- **Les planchers :** $P_{plancher} = G_{plancher} \times S$

- Plancher étage courant et RDC: $P = 5,24 \times 13,795 = \mathbf{72,285KN}$
- Plancher terrasse : $P_{ter} = 5,68 \times 13,795 = \mathbf{78,355KN}$

- **Surcharges d'exploitation Q :**

$$Q_{plancher} = Q \times S$$

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1 \times 13,795 = \mathbf{13,795KN}$
- Plancher RDC+ d'étage courant : $Q_1 = Q_1 = Q_3 = \dots =$
 $Q_6 = 1,5 \times 13,795 = \mathbf{20,692KN}$
- Plancher sous-sol₁₊₂ : $Q_7 = Q_8 = 2,5 \times 13,795 = \mathbf{34,487KN}$

II.2.4.1.4 La dégression des charges

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 d'influences.

D'après le **D.T.R.B.C 2.2** :

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$$

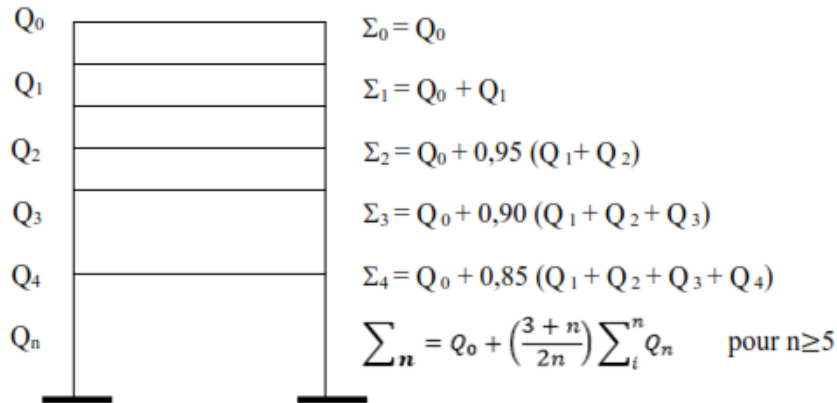


Figure II.9 : Descente de charges.

Avec : Q_0 : Surcharge d’exploitation de la terrasse.

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

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

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

➤ *Coefficient de dégression des charges :*

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	S-sol2	S-sol1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

Tableau II.11 : Coefficients de dégression des charges.

❖ *Surcharges cumulées :*

Niveau 05 : Q_0

Niveau 04 : $Q_1 = Q_0 + (Q_1)$

Niveau 03 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 02 : $Q_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 01 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau RDC : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau S-sol2 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau S-sol1 : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

❖ *Application numérique :*

Niveau 05 : $Q_1=13,795$

Niveau 04 : $Q_2 = 13,795+1(20,692)=37,487\text{KN}$

Niveau 03 : $Q_3 = 13,795+ 1 (20,692 \times 2)=55,179\text{KN}$

Niveau 02 : $Q_4 = 13,795+ 0.95 (20,692 \times 3)=72,767\text{KN}$

Niveau 01 : $Q_5 = 13,795+ 0.90 (20,692 \times 4)=88,286\text{KN}$

Niveau RDC : $Q_6 = 13,795+ 0.85 (20,692 \times 5)=101,736\text{KN}$

Niveau S-sol2 : $Q_7 = 13,795+ 0.75((20,692 \times 5)+34,487)=117,255\text{KN}$

Niveau S-sol1 : $Q_{\text{RDC}} = 13,795+ 0.71 ((20,692 \times 5)+(34,487 \times 2))=136,233\text{KN}$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids Plancher	Poids poutre	Poids poteau	G _{tot}	G _c	Q	Q _c	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
5 ^{ème}	78,355	16,937	4,781	100,073	100,073	13,795	13,795	113,868	75,912	35x35
4 ^{ème}	72,285	16,937	4,781	94,003	194,076	20,692	34,487	228,563	152,353	35x35
3 ^{ème}	72,285	16,937	4,781	94,003	288,079	20,692	55,179	343,258	228,838	35x35
2 ^{ème}	72,285	16,937	4,781	94,003	382,088	20,692	75,871	457,959	305,306	35x35
1 ^{er}	72,285	16,937	4,781	94,003	476,91	20,692	96,563	573,473	382,315	35x35
RDC	72,285	16,937	4,781	94,003	570,094	20,692	117,255	687,349	458,232	35x35
S-sol1	72,285	16,937	6,375	95,597	655,691	34,487	151,742	807,433	538,288	35x35
S-sol2	72,285	16,937	6,296	95,518	761,209	34,487	186,229	947,438	631,625	35x35

Tableau II.12 : Sections des poteaux.

Remarque :

La section des poteaux peut être modifiée dans le chapitre modélisation et vérification de la structure.

II.2.4.2. Vérification des conditions exigées par (l'Art 7.4.1.RPA 99/2003) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b; h) ≥ 25 cm.**
- **Min (b; h) ≥ $h_e/20$.**
- **$1/4 < b/h < 4$.**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} < 4$	

Tableau II. 13 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

II.2.4.3 Vérification au flambement

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

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

Avec

λ : Elancement du poteau.

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

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

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

l_0 : longueur libre du poteau. I : Moment d’inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Niveau	b[cm]	h[cm]	I[cm ⁴]	S(cm ²)	i[cm]	l ₀ [cm]	L _f [cm]	λ	Condition
5 ^{eme}	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
4 ^{eme}	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
3 ^{eme}	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
2 ^{eme}	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
1 ^{er}	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
RDC	35	35	125052,08	1225	10,104	306	214,20	21,20	condition vérifiée
S-sol1	35	35	125052,08	1225	10,104	408	285,60	28,27	condition vérifiée
S-sol2	35	35	125052,08	1225	10,104	403	282,10	27,92	condition vérifiée

Tableau II.14 : Vérification du flambement des poteaux.

Conclusion :

- *Poutres principales : 25×40 cm²*
- *Poutres secondaires : 25×30 cm*
- *Épaisseur des balcons en dalle pleine : 15 cm*
- *Épaisseur des voiles : 20 cm*
- *Épaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm*
- *Sections adoptées pour les poteaux : Sous-sol₂→5^{ème} : 35×35cm²*

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS

III.1. Calculs des planchers

III.1.1. Introduction

Ce chapitre se portera sur l'étude des éléments secondaires (les planchers, les escaliers, les balcons et l'acrotère, qui ne font pas partie du système de contreventement). L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrillage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91/99 et l' RPA99/2003.

III.1.2. Etude du plancher

Notre structure comporte d'un plancher en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique de hauteur 16 cm, dont les poutrelles sont préfabriquées et disposées dans le sens longitudinal (YY) sur lesquelles repose le corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

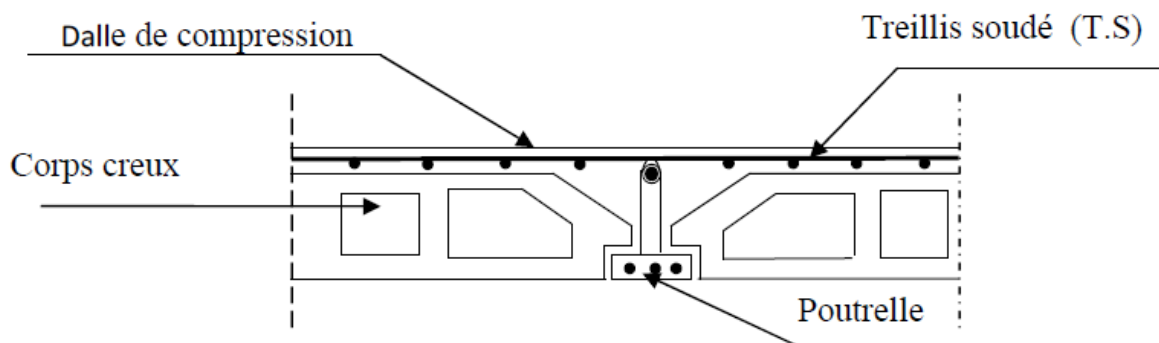


Figure III.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de **65cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de **16 cm**.

III.1.3. Etude de la Dalle de compression

La dalle de compression est une dalle en béton de 4 cm coulée sur place et sur l'ensemble du plancher. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance **TL 520** avec : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

Cette dalle de compression donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles puis les poutres. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par l'Art **B.6.8.423 BAEL 91/99** :

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- **33cm** pour les armatures parallèles aux nervures.

Ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.

-Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

-Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

III.1.3.1. Calcul des Armatures :

a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} A_{ve}$ Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

Et : $f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow On adoptera : **5T5 = 0,98 cm²** avec un espacement : **e = 20 cm**

b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow On adoptera : **5T5 = 0,98 cm²** avec espacement : **e = 20 cm**

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions **(5×200×200) mm²**.

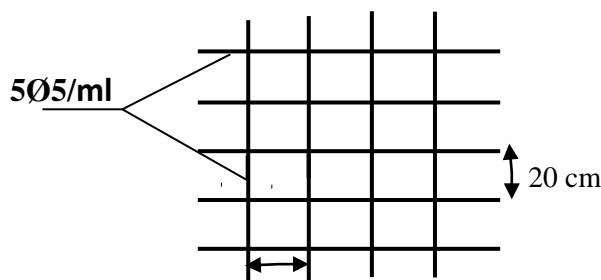


Figure III.3 : ferrailage de la dalle de compression

III.1.4. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

III.1.4.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l}{2} ; \frac{l_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \right) \quad (\text{Art A.4.1.3 BAEL 91/99})$$

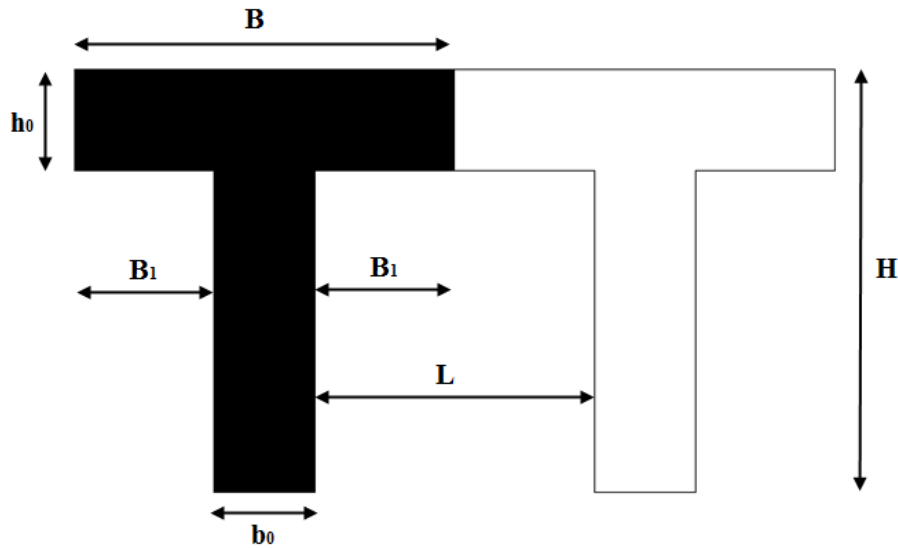


Figure III-3: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec :

- b_0 : Largeur de la poutrelle $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles $b = 2b_1 + b_0$
- L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- H : hauteur totale de la poutrelle $H = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- L_1 : Portée de la plus grande travée $L_1 = 3,30 \text{ m}$

$$\left(\begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 330}{3 \times 2} = 110 \text{ cm} \end{array} \right) \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times (26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

III.1.4.2 Calcul des poutrelles

a) Avant le coulage de la dalle de compression

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, c'est-à-dire la travée de plus grande longueur :

$L = 330 \text{ cm}$

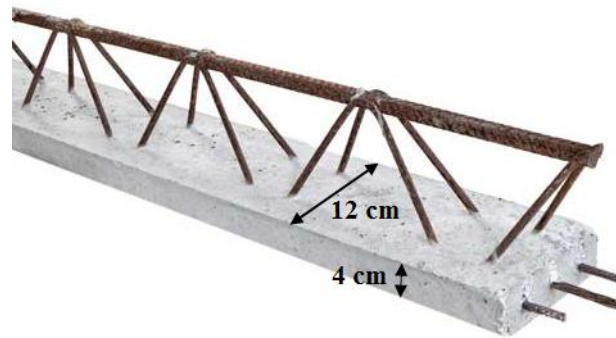


Figure III-4: Poutrelle.

❖ Charges et Surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux: $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges à l'ELU :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :

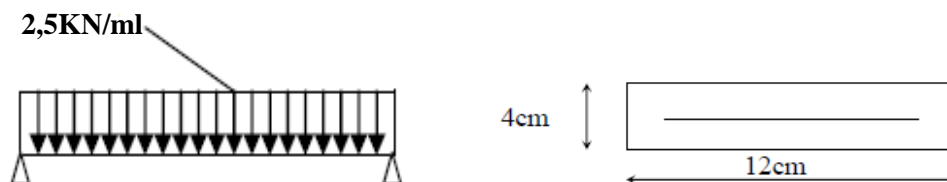


Figure III-5: Schéma statique de la poutrelle.

• Moment fléchissant :

$$M_u = Q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 3,40 \text{ KN.ml}$$

• Effort tranchant

$$V_u = Q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,3}{2} = 4,125 \text{ KN}$$

- **Calcul des Armatures**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14,2 \text{ MPa}}$$

$$\mu_b = \frac{3,4 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = \mathbf{4,988} > \mu_{id} = \mathbf{0,392} \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible (**12x4**) **cm²**, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm**.

b) Après le coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **T** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

❖ **Calcul des chargements :**

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = \mathbf{3,692 \text{ KN/ml}}$.
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,24 \times 0,65 = \mathbf{3,406 \text{ KN/ml}}$
- Charge d'exploitation plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = \mathbf{0,65 \text{ KN/ml}}$.
- Charge d'exploitation (plancher à usage d'habitation): $Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml}}$
- Charge d'exploitation (plancher à usage de service) : $Q = 2,5 \times 0,65 = \mathbf{1,625 \text{ KN/ml}}$

❖ **Combinaison de charges :**

- **Plancher à usage d'habitation:**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,406 + 1,5 \times 0,98 = \mathbf{6,061 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,406 + 0,98 = \mathbf{4,381 \text{ KN/m}}$$

- **Plancher terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,692 + 1,5 \times 0,65 = \mathbf{5,959 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,692 + 0,65 = \mathbf{4,342 \text{ KN/ml}}$$

- **Plancher à usage de service :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,406 + 1,5 \times 1,625 = \mathbf{7,035 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.406 + 1.625 = \mathbf{5.031 \text{ KN/ml.}}$$

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

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

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

a) Méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

Vérification des conditions d'application de la méthode (Art B.6.2.210 BAEL 91/99) :

- 1) La valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m})$

$$2G = 2 \times 5,68 = 11,36 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

D'où $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}) \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
Condition vérifiée.

- 3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition vérifiée.**

- 4) Le rapport des portées successives doit être compris : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$.

$$\frac{3,05}{3,15} = 0,96 ; \quad \frac{3,15}{2,95} = 1,06 ; \quad \frac{2,95}{3,25} = 0,90 ; \quad \frac{3,25}{3,30} = 0,98 ; \quad \frac{3,30}{3,25} = 1,01 ;$$

$$\frac{3,25}{2,95} = 1,10 ; \quad \frac{2,95}{3,15} = 0,93 ; \quad \frac{3,15}{3,05} = 1,03$$

D'où : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

• Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91/99) :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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 mêmes charges que la travée considérée.

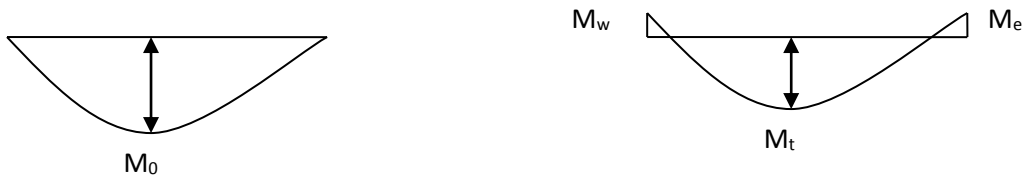


Figure III-6 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

❖ **Exposé de la méthode :**

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$M_0 =$

Avec l : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max\langle 1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 \rangle$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés

- D'après la combinaison des charges nous avons :

ELU : $q_u=7.035 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s= 5,031 \text{ KN/ml}$

- 1^{er} cas : On a une poutre sur six (06) appuis :

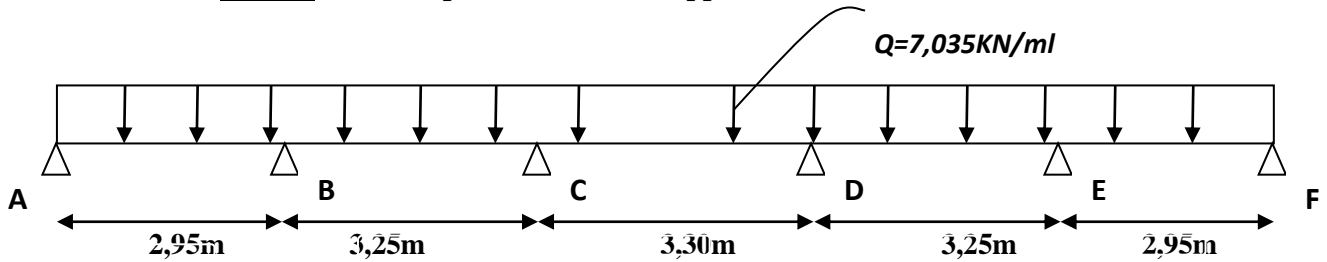


Figure III-7 : Schéma statique de la poutre à 6 appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = A \cdot 0,3 \times 0,208 = 1,062 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,208}{2} = 0,631 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,625}{3,406 + 1,625} = 0,322 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,208}{2} = 0,531 \end{array} \right.$$

a) A l'ELU :

- Calcul des moments isostatique à l'ELU :

$$\text{Travée AB : } M_{01} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 7,035 \times ((2,95^2) / 8) = 7,65 \text{ KN.m}$$

6,63

$$\text{Travée BC : } M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 9,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = q_u \times (l^2/8) = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = q_u \times (l^2/8) = 9,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée EF : } M_{05} = q_u \times (l^2/8) = 7,65 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant :

❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,65 = 2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_{04}; M_{05}) = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 2,29 \text{ KN.m}$$

❖ *Les moments en travées :*

$$\triangleright \text{Travée de rive : } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée de rive AB = EF

$$M_{AB}^t \geq 1,062 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,062 \times 7,65 - \frac{2,29 + 4,64}{2} = 4,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,631 \times 9,88 = 4,92 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_{AB}^t = M_{EF}^t = 4,92 \text{ KN.m.}$

$$\triangleright \text{Travées intermédiaires : } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée intermédiaires BC = DE

$$M_{BC}^t \geq 1,062 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02}$$

On prend : $M_{BC}^t = M_{DE}^t = 5,95 \text{ KN.m.}$

• Travée intermédiaires CD :

$$M_{CD}^t \geq 1,062 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03}$$

On prend : $M_{CD}^t = 6,67 \text{ KN.m.}$

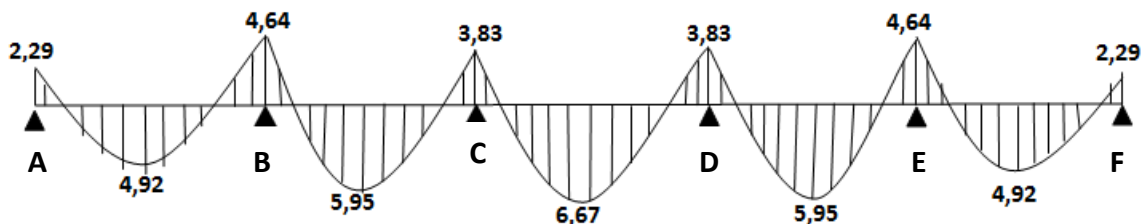


Figure III-8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

❖ *Calcul des efforts tranchants :*

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec : } \theta(x) = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

● Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7,035 \times \frac{2,95}{2} + \frac{4,64 - 2,29}{2,95} = \mathbf{11,18 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7,035 \times \frac{2,95}{2} + \frac{4,64 - 2,29}{2,95} = \mathbf{-9,58 \text{ KN.}}$$

● Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \mathbf{11,18 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \mathbf{-11,68 \text{ KN.}}$$

● Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \mathbf{11,60 \text{ KN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \mathbf{-11,60 \text{ KN.}}$$

● Travée DE :

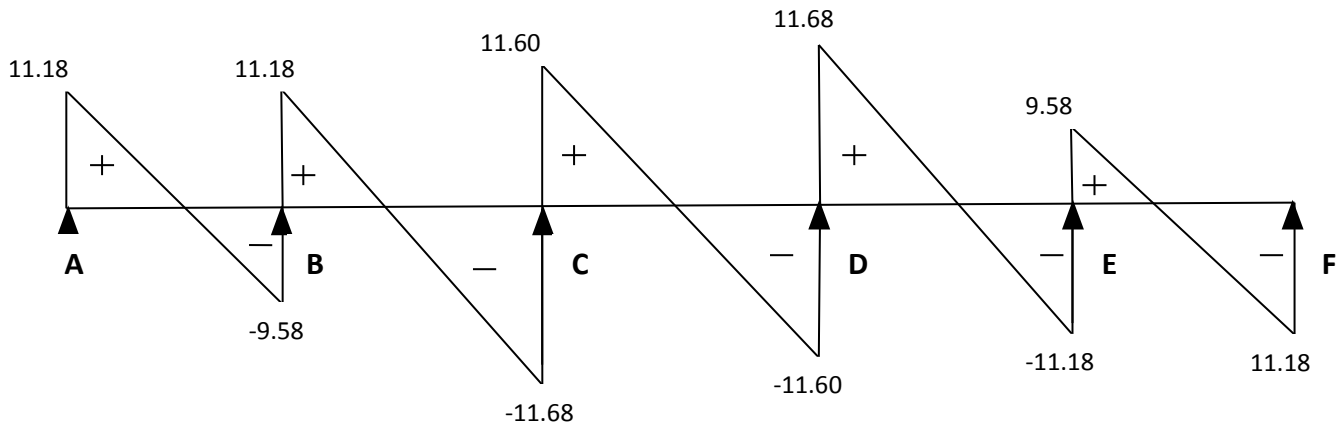
$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \mathbf{11,68 \text{ KN.}}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \mathbf{-11,18 \text{ KN}}$$

● Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \mathbf{9,58 \text{ KN.}}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \mathbf{-11,18 \text{ KN.}}$$

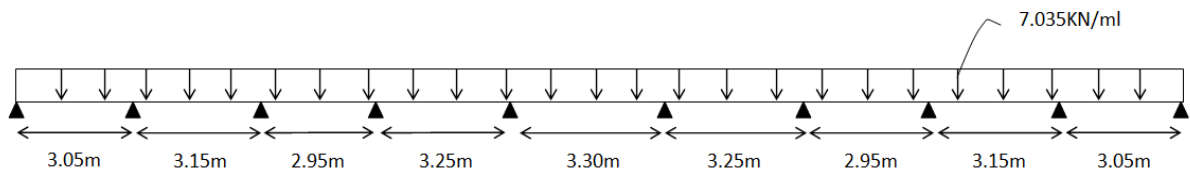


A Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

b) A l'ELS :

L_i (m)	Moi (KN.m)	coefficient	M_{appui} (KN.m)	alpha	M_{travee} (KN.m)	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche (KN)	Vx Droite (KN)
		0.3	1.6418	0.3229		0	7.420	0	7.9900
2.95	5.4727	0.5	3.3212	0.3229	3.52155	-7.42	8.175	-6.8514	7.9963
3.25	6.6424	0.4	2.7393	0.3229	4.2558	-8.17	8.301	-8.3544	8.3011
3.3	6.8484	0.4	2.7393	0.3229	4.77267	-8.301	8.175	-8.3011	8.3544
3.25	6.6424	0.5	3.3212	0.3229	4.25583	-8.175	7.420	-7.9963	6.8514
2.95	5.4727	0.3	1.6418	0.3229	3.52155	-7.420	0	-7.9900	0

➤ 2^{eme} cas : On a une poutre sur six (10) appuis :



A l'ELU :

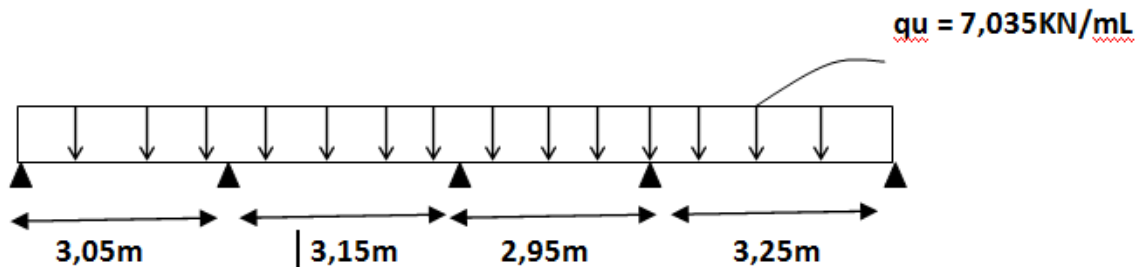
L_i (m)	Moi (KN.m)	coefficient	M_{appui} (KN.m)	alpha	M_{travee} (KN.m)	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche (KN)	Vx Droite (KN)
		0.3	2.4543	0.3229		0	10.729	0	11.3551
3.05	8.1810	0.5	4.3631	0.3229	5.56507	-10.72	11.08	-10.103	10.8040
3.15	8.7263	0.4	3.4905	0.3229	5.64506	-11.081	10.37	-11.358	10.4538
2.95	7.6534	0.4	3.7156	0.3229	4.79191	-10.377	11.43	-10.301	11.4682
3.25	9.2891	0.4	3.8308	0.3229	6.41602	-11.432	11.608	-11.39	11.6087
3.3	9.5772	0.4	3.8308	0.3229	6.67435	-11.608	11.4	-11.608	11.3974
3.25	9.2891	0.4	3.7156	0.3229	6.41602	-11.43	10.3	-11.468	10.3011
2.95	7.6534	0.4	3.4905	0.3229	4.79191	-10.37	11.08	-10.453	11.3580

3.15	8.7263	0.5	4.3631	0.3229	5.64506	-11.08	10.72	-10.804	10.103
3.05	8.1810	0.3	2.4543	0.3229	5.56507	-10.729	0	-11.355	0

a) A l'ELS :

L_i (m)	Moi (KN.m)	coefficient	M_{appui} (KN.m)	alpha	M_{travee} (KN.m)	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche (KN)	Vx Droite (KN)
		0.3	1.755	0.322		0	7.672	0	8.11980
3.05	5.850	0.5	3.120	0.322	3.9794	-7.672	7.92	-7.224	7.725
3.15	6.240	0.4	2.49	0.322	4.0366	-7.9238	7.420	-8.121	7.475
2.95	5.472	0.4	2.656	0.322	3.4265	-7.4207	8.175	-7.366	8.200
3.25	6.642	0.4	2.739	0.322	4.5879	-8.1753	8.301	-8.150	8.301
3.3	6.848	0.4	2.739	0.322	4.7726	-8.3011	8.175	-8.301	8.150
3.25	6.642	0.4	2.656	0.322	4.5879	-8.175	7.420	-8.200	7.366
2.95	5.47	0.4	2.496	0.322	3.4265	-7.420	7.923	-7.475	8.121
3.15	6.240	0.5	3.120	0.322	4.0366	-7.923	7.672	-7.725	7.224
3.05	5.850	0.3	1.755	0.322	3.9794	-7.67227	0	-8.119	0

➤ 3^{eme} cas : On a une poutre sur cinq (05) appuis :



a) A l'ELU :

L_i (m)	Moi (KN.m)	coefficient t	M_{appui} (KN.m)	alpha	M_{travee} (KN.m)	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche (KN)	Vx Droite (KN)
		0.3	2.4543	0.322		0	10.72	0	11.355
3.05	8.1810	0.5	4.3631	0.322	5.5650	-10.72	11.08	-10.10	10.804
3.15	8.7263	0.4	3.4905	0.322	5.6450	-11.08	10.37	-11.35	10.768
2.95	7.6534	0.5	4.6445	0.322	4.3274	-10.37	11.43	-9.986	10.861
3.25	9.2891	0.3	2.7867	0.3229	6.4736	-11.43	0	-12.00	0

b) A l'ELS :

L_i (m)	Moi (KN.m)	coefficient t	M_{appui} (KN.m)	alpha	M_{travee} (KN.m)	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche (KN)	Vx Droite (KN)
		0.3	1.755	0.322		0	7.672	0	8.119
3.05	5.850	0.5	3.120	0.322	3.979	-7.672	7.923	-7.224	7.725
3.15	6.240	0.4	2.496	0.322	4.036	-7.923	7.420	-8.121	7.700
2.95	5.472	0.5	3.321	0.322	3.094	-7.420	8.175	-7.140	7.766
3.25	6.642	0.3	1.992	0.322	4.629	-8.175	0	-8.5841	0

Remarque :

- Les moments maximales à l'ELU :

$$M_{app \max} = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{T\max} = 6,67 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant maximal à l'ELU :

$$T_{\max} = 11,68 \text{ KN}$$

- Les moments maximales à l'ELS :

$$M_{app \max} = 3,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{T\max} = 4,77 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant maximal à l'ELS :

$$T_{\max} = 8,35 \text{ KN}$$

III.1.4.3. Ferrailage à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum

$$M_{t \max} = 6,67 \text{ KN.m} \text{ et } M_{a \max} = 4,64 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression) ; $h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure) ; $h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

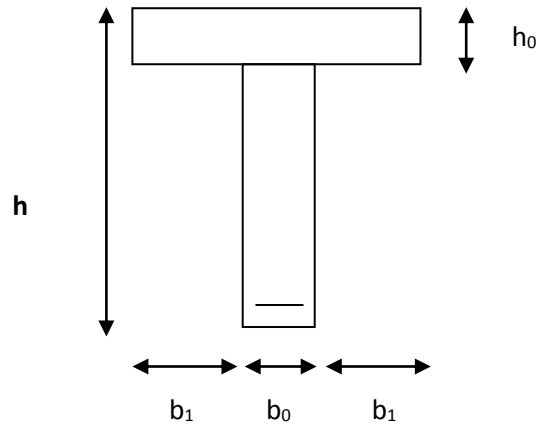


Figure III-10 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

❖ *Calcul des Armatures longitudinales :*

• *Position de l'axe neutre :*

- Si $M_T > M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure
- Si $M_T < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \text{ (Moment équilibré par la table de compression)}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 57,226 \text{ KN m.}$$

$$M_T = 6,67 \text{ KN m} < M_0 = 57,226 \text{ KN m} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Donc : le calcul se fera pour une section rectangulaire.

• En travées : $M_{\max}^T = 6,67 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{\max}^T}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,67 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_t = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,67 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

- Aux appuis : $M_{max}^A = 4,64 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_{max}^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,64 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_A = 0,084 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,956$$

$$A_a = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,64 \times 10^3}{0,956 \times 18 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature : $A_{ap} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des Armatures Transversales**

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec: ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 10; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

✓ On opte pour une section d'armature **2HA8** $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 8$.

- **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91/99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art A.5.1.22 BAEL 91/99) :**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III .1.4.4. Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1 BAEL 91/99) :**

- **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.1 BAEL 91/99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{\max} = 11,68 \text{ KN}$.

- **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{11,68 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A. 6.1.3 BAEL 91/99) :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se,u}$

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

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

Et : $\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les barres HA.

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

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se,u} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *Aux appuis :*

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = \mathbf{1,14 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,14 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se,u}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ *Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/99) :*

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,27 \text{ cm.}}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = \mathbf{14,11 \text{ cm}}$$

- on prend $l_s = 15 \text{ cm}$

- ❖ *Influence de l'effort tranchant :*

- *Sur les aciers :*

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

On doit prolonger au-delà de bord de l'appui de rive et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_{\max} .

$$A_{s\min} \geq \frac{T_{\max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{11,68 \times 1,15 \times 10}{400} = \mathbf{0,33 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{apadoptée}} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} > A_{s\min} = \mathbf{0,33 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *Appuis intermédiaire (Art A.5.1.321 BAEL 91/99) :*

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 d \times T_{\max}$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_{s\min} \geq \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11,68 - \frac{4,64}{0,9 \times 0,180} \right) \times \frac{1,15}{40} = \mathbf{-0,48 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{stadoptée}} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} > A_{s\min} = \mathbf{-0,48 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures inférieurs ancrées sont suffisantes.

- *Sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91/99) :*

$$\frac{2T_{\max u}}{0,9b_0d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow T_{\max u} \leq \frac{0,8 \times 0,9 \times f_{c28} \times b_0 \times d}{2 \times \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max u} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,60 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 11,68 \text{ KN} < T_{\max u} = 129,60 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III .1.4.5. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de résistance du béton en compression :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot k$

➤ En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,77 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 131,73 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507 \times 131,73 = 6,678 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \cdot 18} = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,867 \rightarrow \alpha_1 = 0,370$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,415}{15(1 - 0,415)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,32 \times 10^3}{0,867 \times 18 \times 2,35} = 90,52 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 243,65 = 9,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

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

$L = 300 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle)

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} & (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} & (2) \\ \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} & (3) \end{cases}$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,06 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{4,77}{15 \times 6,84} = 0,046 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- Armatures longitudinales

En travées : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

- Armatures transversales : 2Etrier en HA8 avec un espacement de 15cm.
- treillis soudé: TSØ5 – 150 * 150

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ;

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale) $Q=1$ [KN/ml] non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

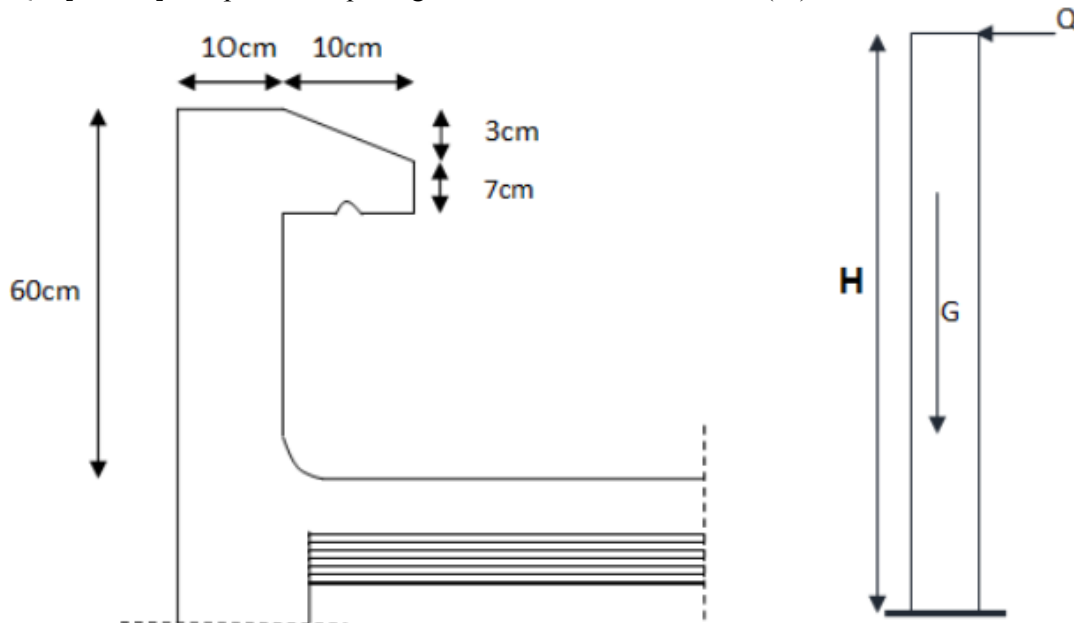


Figure III-11 : Coupe transversale de l'acrotère

III.2.2. Les sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ ml}$

Avec : ρ : la masse volumique du béton.

S : la section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times \left[(0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] = 1,712 \text{ KN}$$

$$G = 1,712 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN}$
- Effort normal du poids propre : $N = G \times 1 = 1,712 \times 1 = 1,712 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant dus à la surcharge : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de la charge sismique applicable à l'acrotère (RPA99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{avec :}$$

A : coefficient d'accélération ;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux RPA99 [groupe d'usage 2, zone IIa]

C_p: Facteur de force horizontale ; C_p varie entre 0,3 et 0,8 (RPA)

On prend $c_p = 0,8$

W_p: Poids propre d'acrotère : W_p = 1,712 KN.

D'où: $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{KN}$

$F_p = 0,821 \text{KN} < Q = 1 \text{kN}$

Donc l'acrotère sera calculé sous Q.

III.2.3. Diagramme des efforts internes (M, N, T)

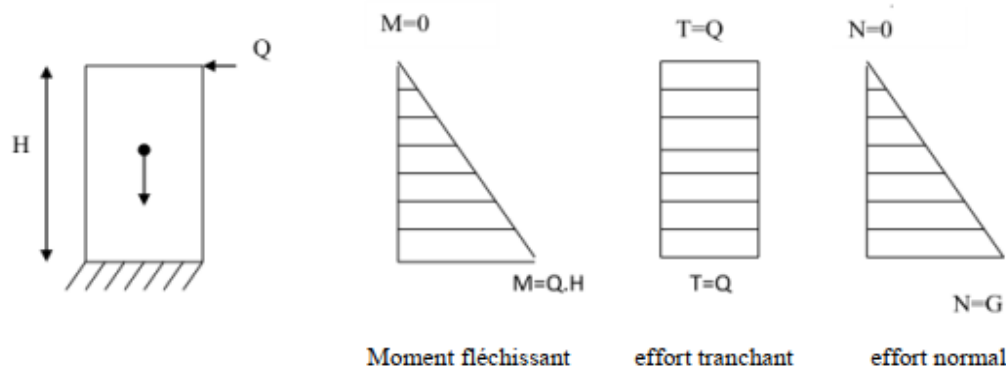


Figure.III-12 : Diagramme des efforts internes

III.2.4. Les combinaisons de charges :

- **A L'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL)**

-Effort normal N : $N_u = 1,35 N = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{KN}$.

-Moment fléchissant : $M_u = 1,5 M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{KN.m}$

-Effort tranchant : $T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN}$

- **A L'ELS : $G + Q$ (BAEL)**

-Effort normal : $N_s = N = 1,712 \text{KN}$

-Moment de renversement : $M_s = M = 0,6 \text{KN.m}$

-Effort tranchant T :

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

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis nous allons faire les vérifications à L'ELS.

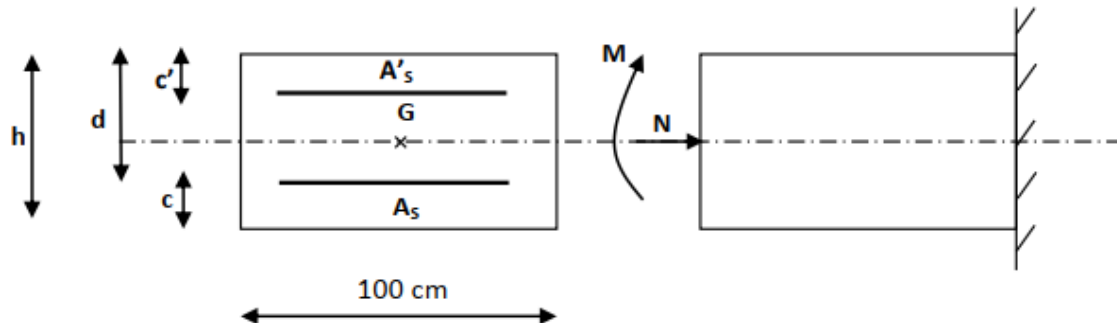


Figure III-13 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

❖ Calcul à L'ELU :

a) calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389 \text{ m}$
- $\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : Effort de compression.

eu : excentricité.

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

Donc : $eu = 0,308 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimité par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

b) calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

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

$$M_f = 2,311 \times [0,308 + (0,03)] = 0,781 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,781 \times 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,008$$

Avec : $d=h-c=10-2=8\text{cm}$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot 28}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{MPa.}$$

$\mu_u = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_u = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$

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

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,781 \times 10^3}{0,996 \times 8 \times 348} = 0,281 \text{cm}^2.$$

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

c) Calcul en flexion composé :

La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,281 - \frac{2,311}{348 \times 10^{-1}} = 0,21 \text{cm}^2.$$

$A_{sc} = 0$

❖ vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité :(BAEL91/ Art 4.2.1)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

- Armatures principales :

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \times \left[\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$

Donc on adopte la section $A = A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2$

Soit : **A adopté = 5 HA8 = 2,51 cm² / ml**

Avec un espacement $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

→ soit : **$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement **$St = 25 \text{ cm}$** .

b) vérification de la contrainte de cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,018 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

C) vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1. 3]

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

avec :

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

$$\sum U_i : n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = \mathbf{10,05 \text{ cm}}$$

Avec :

n : nombre des barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

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

d) espacement des barres : (art.8.2.42 BAEL 91 modifié 99)

Les armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min 2h ; 25 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min 3h ; 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

e) ancrage des barres verticales : Art A.6.1, 23 / BAEL91)

La longueur de scellement droit est :

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

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,18 \text{ mm} = 28,218 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 30 \text{ cm}$.

❖ Vérification à L'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

a) Dans les aciers :

la fissuration est considérée comme préjudiciable du fait que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = \min [266,67 ; 201,63]$$

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

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

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \text{ du tableau} : \beta_1 = 0,920 \rightarrow k_1 = 47,69 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,021$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Dans le béton :

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

On sait que $k_1 = 47,69$ (du tableau)

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,69} \times 40,55 = 0,85 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- **Armatures principales : 5HA8 avec un espacement St = 20cm.**
- **Armatures de répartitions : 4HA8 avec un espacement St = 25cm**

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Définition :

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

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

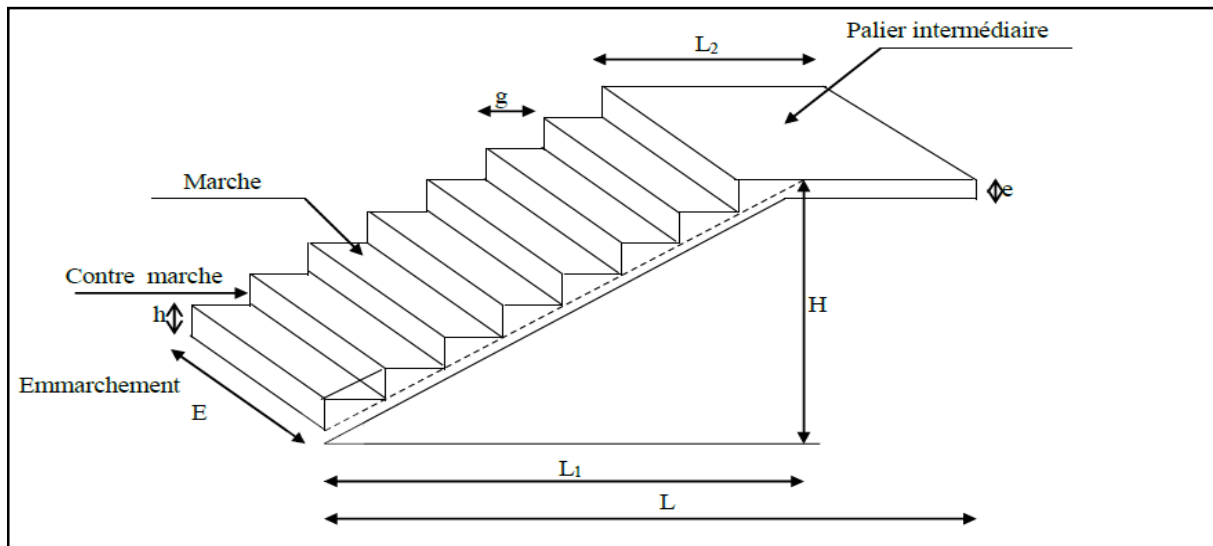


Figure III-14: Schéma des escaliers droits

III.3.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur g (giron)
 $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : n : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- **Contremarche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.
 $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- **L'emmarchement** : représente la largeur (W) de l'escalier.

Maison individuelle : $W \geq 80\text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120\text{ cm}$

- **Palier intermédiaire ou de repos L_p** : Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

- **La Volée** : C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort Des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).
- **Reculement (L)** : Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

Revêtement de l'escalier : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...

III.3.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

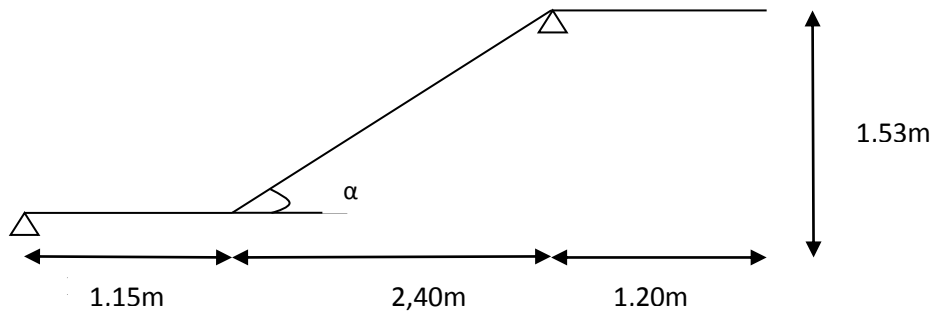


Figure III-15: Schéma statique d'escalier

Notre escalier comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

On prend en compte ce qui suit :

h : est le plus courant $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : est le plus courant $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On adopte: **h = 17cm**

g=30cm

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

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

a) Nombre de contre marche :

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{153}{17} = 9$ **n = 9 contre marches**

b) Nombre de marches :

Le nombre de marches pris égale à : $m = 9 - 1 = 8$ **m = 8 marches**

❖ **Vérification de la lois de BLONDEL :**

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

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) L'épaisseur de la paillasse et du palier :

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

➤ Paillasse:

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

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_2$)

$$\text{Angle d'inclinaison: } \tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos \alpha} = 284,59 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 284,59 + 115 = 399,59 \text{ cm}$

D'ou:

$$\frac{399,59}{30} \leq ep \leq \frac{399,59}{20} \longrightarrow 13,31 \leq ep \leq 19,97$$

on prend $ep = 15 \text{ cm}$

➤ Palier:

$$e \geq \frac{L_2}{10} = \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

III.3.3 . Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ les charges permanentes :

• Le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids du palier	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente totale du palier G_{palier}			5,31

- La paillasse :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,17/2	25	2,13
Poids de la paillasse	$\frac{0,15}{\cos 32,51}$	25	4,44
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée G_{volée}			8,33

- La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3,06 - 0,15) \times 2,40 \times 1\text{m} = 6,98 \text{ KN.}$$

- Les surcharges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation

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

III.3.4 . Combinaison des charges :

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

$$\text{Palier : } q_{u1} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,92 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Paillasse : } q_{u2} = (1,35 \times 8,33 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Mur extérieure : } P = 1,35 \times 6,98 = 9,42 \text{ KN.}$$

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

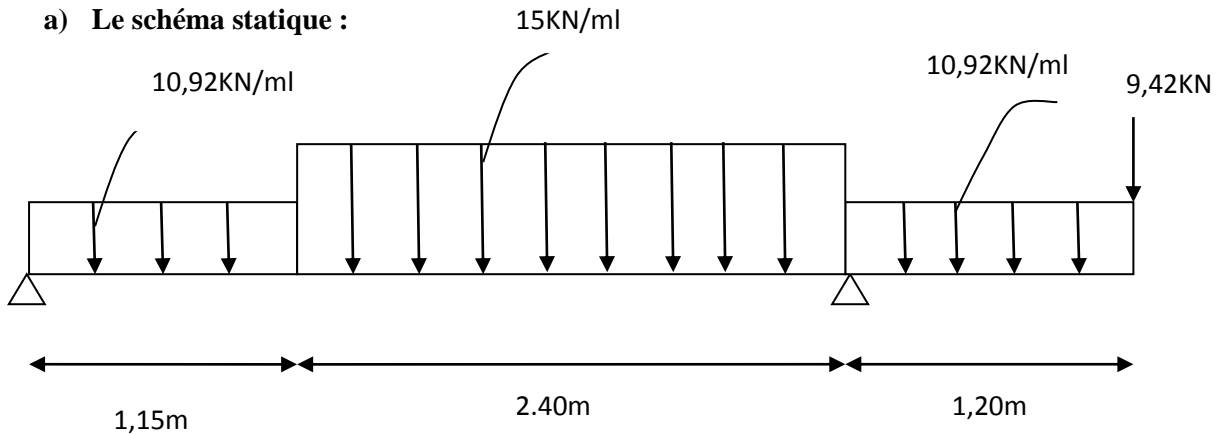
$$\text{Palier : } q_{s1} = (5,31 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,81 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Paillasse: } q_{s2} = (8,33 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,83 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Mur extérieure : } P = 6,98 \text{ KN.}$$

III.3.5. Calcul à l'ELU :

a) Le schéma statique :



• Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,92 \times 1,15) + (15 \times 2,4) + (10,92 \times 1,2) + 9,42 = 71,08 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 71,08 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (10,92 \times 1,15 \times 0,575) + (15 \times 2,4 \times 2,35) - (R_B \times 3,55) + (10,92 \times 1,2 \times 4,15) + (9,42 \times 4,75) = 0$$

$$R_B = 53,78 \text{ KN}$$

⇒

$$R_A = 71,08 - R_B = 17,3 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

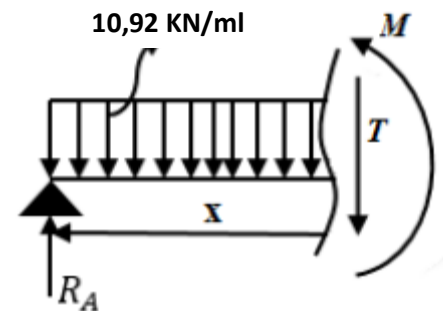
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$

$$T(x) = 17,3 - 10,92x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 17,30 \text{ KN} \\ x = 1,15 & T(1,15) = 4,742 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 17,3x - 10,92 \frac{x^2}{2}$$

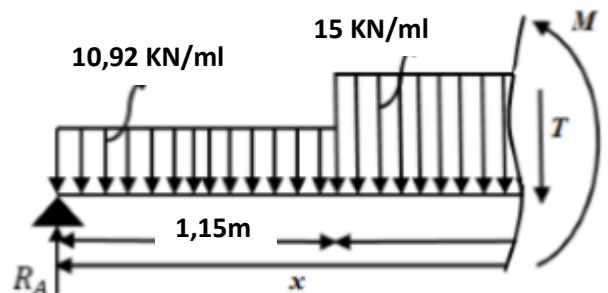
$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,15 & M(1,15) = 12,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon 2 : $1,15 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$T(x) = 21,99 - 15x$$

$$\begin{cases} x = 1,15 & T(1,15) = 4,74 \text{ KN} \\ x = 3,55 & T(3,55) = -31,26 \text{ KN} \end{cases}$$



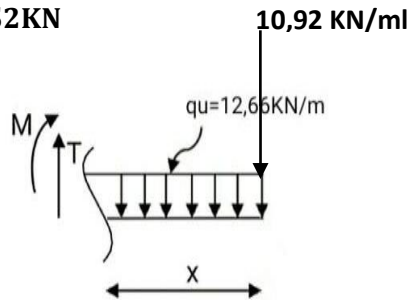
$$M(x) = -2,97 + 21,99x - 15 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,15 & M(1,15) = 12,67 \text{ KN.m} \\ x = 3,55 & M(3,55) = -19,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

$$T(x) = 10,92x + 9,42$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 9,42\text{KN} \\ x = 1,2 & T(1,2) = 22,52\text{KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -9,42x - 10,92 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0\text{KN.m} \\ x = 1,2 & M(1,2) = -19,16\text{KN.m} \end{cases}$$

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,15$	00	17,3	0
	1,15	4,74	12,67
$1,15 \leq x \leq 3,55$	1,15	4,74	12,67
	3,55	-31,26	-19,16
$0 \leq x \leq 1,20$	00	9,42	0
	1,20	22,52	-19,16

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

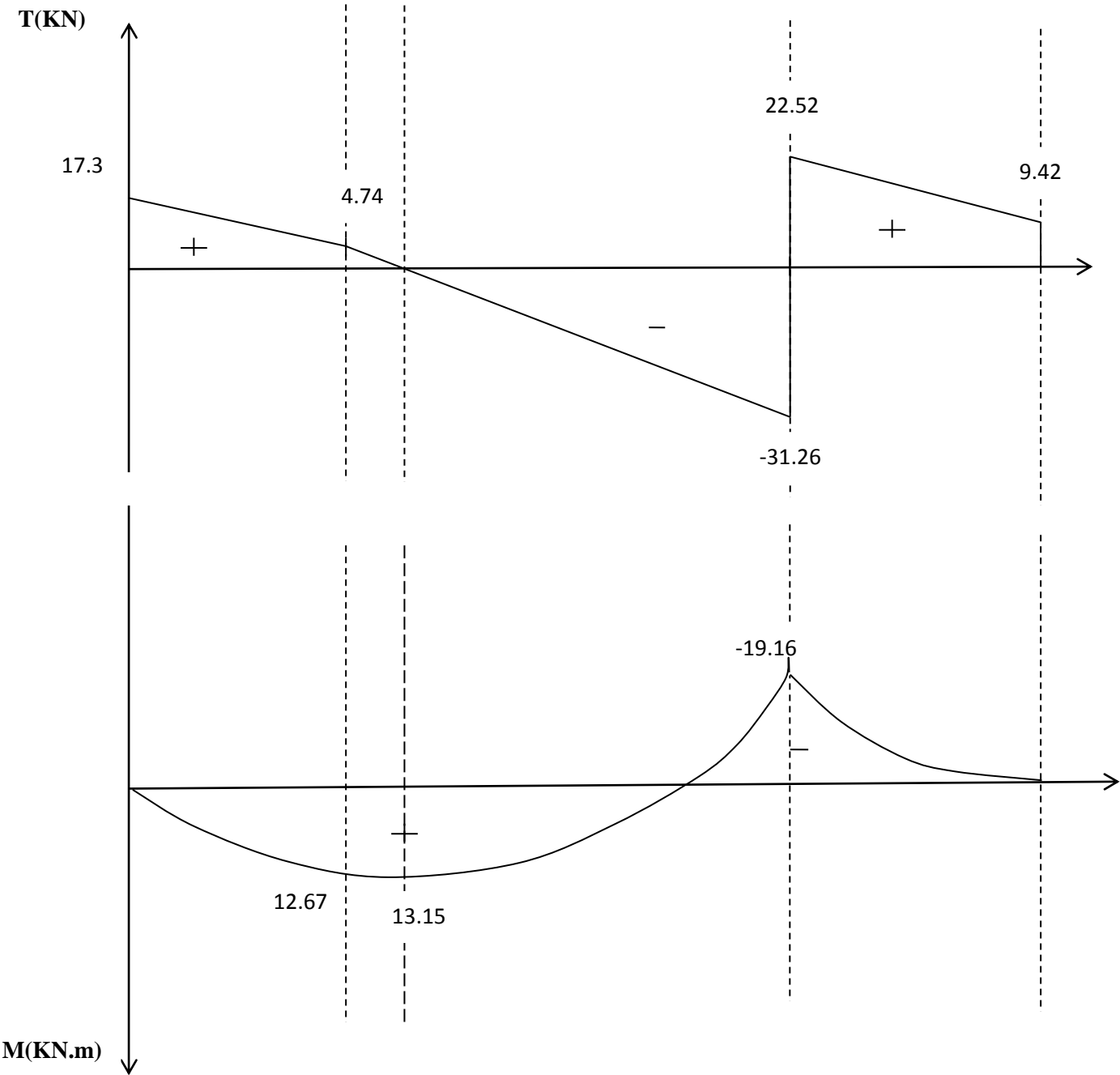
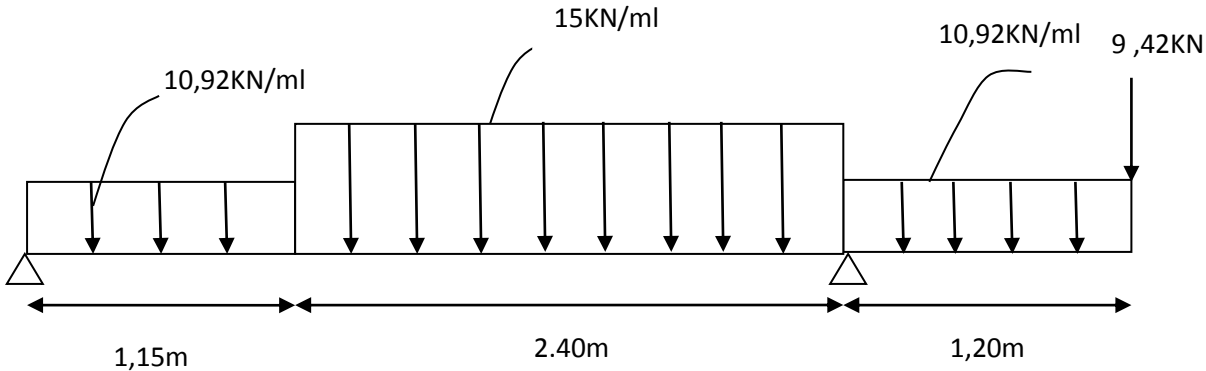
$$T(y) = 0 \implies T(x) = 21,99 - 15x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{21,99}{15} = 1,47 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{z\text{max}} = -2,97 + 21,99 (1,47) - 15 \frac{(1,47)^2}{2} = 13,15 \text{ KN.m}$$

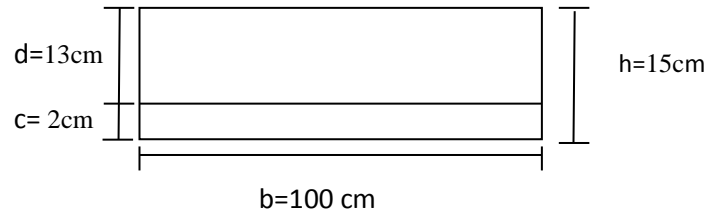
Le moment $Mz(x)$ est maximum pour la valeur $x = 1,47\text{m}$. Donc $M_{z\text{max}} = 13,15\text{KN.m}$

- Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :



III .3.6.Calcul du ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.



$$b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

a) aux appuis : $M_{\max}^{\text{ap}} = -19,16 \text{ KN.m}$

• *Armature principale :*

$$\mu_B = \frac{M_u^B}{bd^2f_{bu}} = \frac{19,16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_A = 0,08 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,958$$

$$A_{Bp} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,16 \times 10^3}{0,958 \times 13 \times 348} = 4,33 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_{Bp}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En travée : $M_{\max}^t = 13,15 \text{ KN.m}$

• *Armature principale :*

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{13,15 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0,056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,15 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.7. Vérification à l'ELU :

- *Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/99) :*

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Armatures principale : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

- *Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/99) :*

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Avec : } T_{max} = 31,26 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{31,26 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,26 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :**

$$A_a = \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(31,26 + \frac{19,16 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :**

$$V_u = \frac{0,4 f_{c28} ab}{\gamma_s} \text{ avec : } a = 0,9d$$

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

$$V_u^{\max} = 31,26 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :**

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

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

III.3.8 . Calcule des moments et effort tranchant a l'ELS :

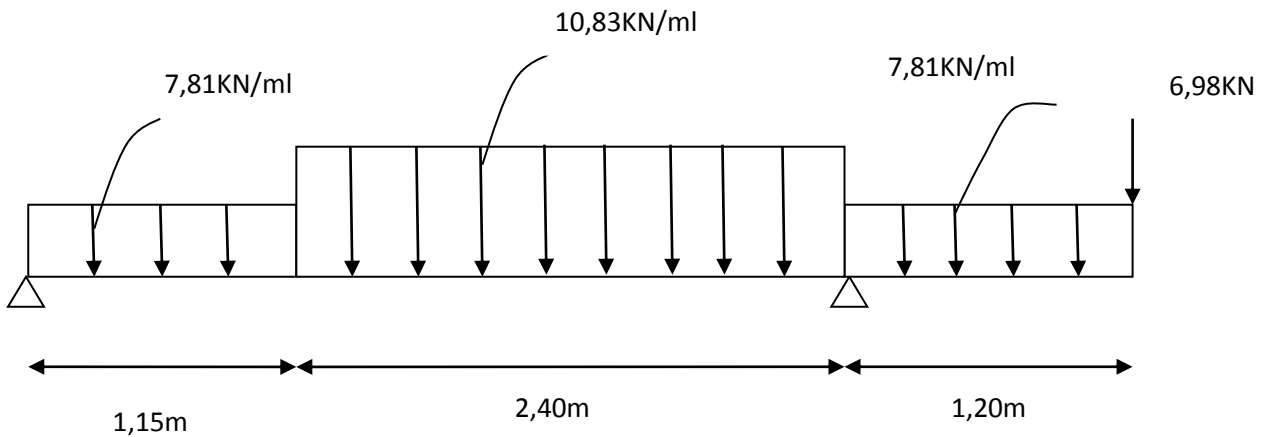


Figure III-16 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Les réactions aux appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = 51,32 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 ; \mathbf{RB = 38,95 \text{ kN.}}$$

$$\sum M / B = 0 ; \mathbf{RA = 12,36 \text{ kN.}}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

	Effort tranchant T(y)	Moment fléchissant M(z)	x (m)	T (kN)	M (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1,15	-7,81x+12,36	-3,905x ² +12,36x	00	12,36	0
			1,15	3,38	9,04
1,15 ≤ x ≤ 3,55	-10,83x +15,82	-5,415x ² +15,82x - 2	1,15	3,38	9,04
			3,55	-22,62	-14
0 ≤ x ≤ 1,20	7,81x+6,98	-3,91x ² - 6,98x	00	6,98	0
			1,20	16,35	-14

$$T(y) = 0 \Rightarrow \mathbf{T(x) = -10,83x + 15,82 = 0}$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{15,82}{10,83} = \mathbf{1,46 \text{ m.}}$

$$\text{Donc : } \mathbf{M_{zmax} = -2 + 15,82 (1,46) - 10,83 \frac{(1,46)^2}{2} = 9,55 \text{ kN.m}}$$

Le moment Mz(x) est maximum pour la valeur $x = \mathbf{1,46 \text{ m.}}$ Donc $\mathbf{M_{zmax} = 9,55 \text{ kN.m}}$

- Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :

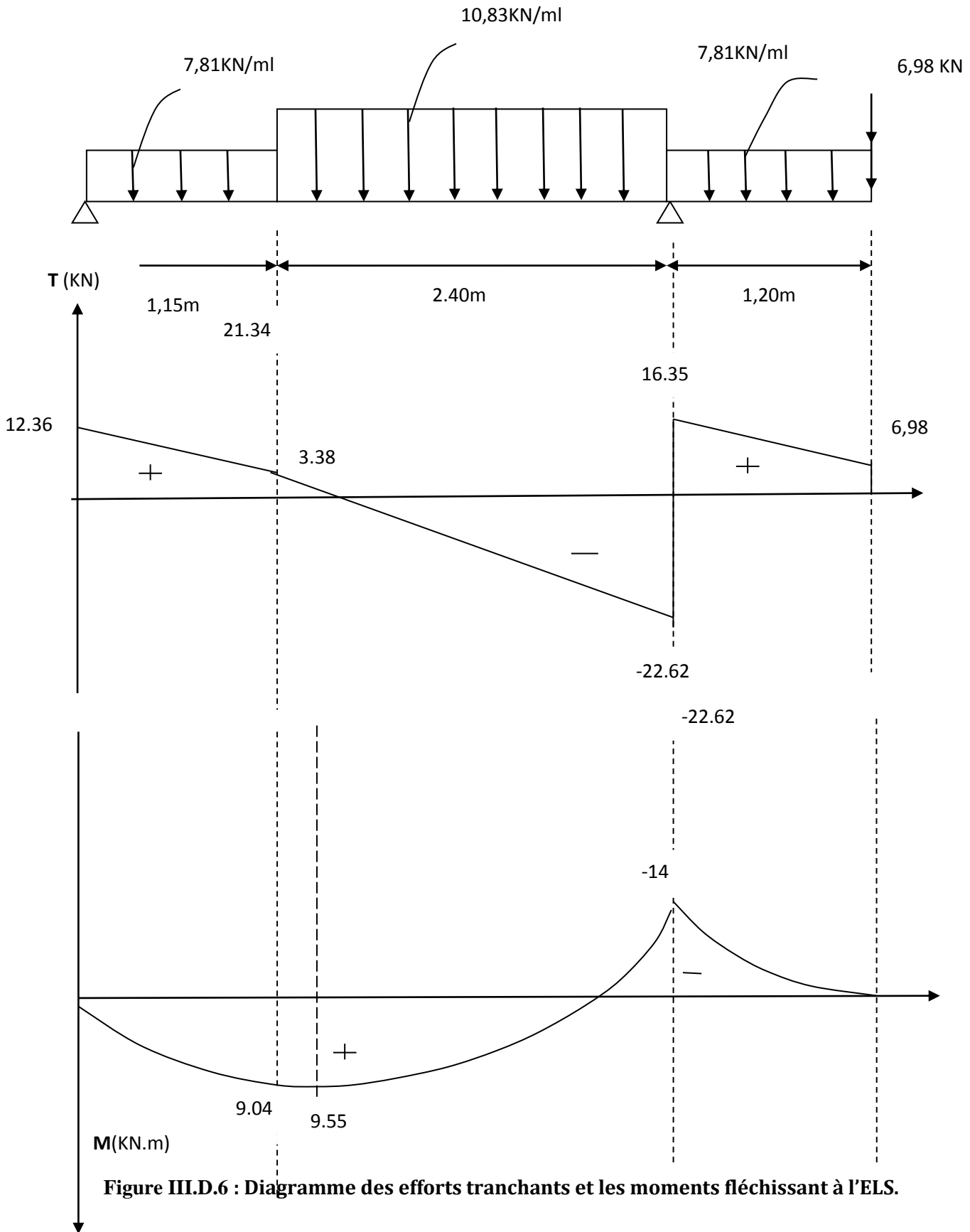


Figure III.D.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

III.3.9. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer.

❖ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99):**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

• **En appui :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = \mathbf{0,342} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,95 \\ \beta_1 = 0,909 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{14 \times 10^6}{452 \times 0,909 \times 130} = \mathbf{262,11 \text{ MPa}}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,95} = \mathbf{0,025}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 262,11 = \mathbf{6,55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{6,55 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = \mathbf{0,35} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,95 \\ \beta_1 = 0,909 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{9,55 \times 10^6}{452 \times 0,909 \times 130} = \mathbf{178,79 \text{ MPa}}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,95} = \mathbf{0,025}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 178,79 = \mathbf{3,56 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4,46 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

❖ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :**

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0,5}{4,75} = \mathbf{0,032} < \frac{1}{16} = \mathbf{0,0625} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

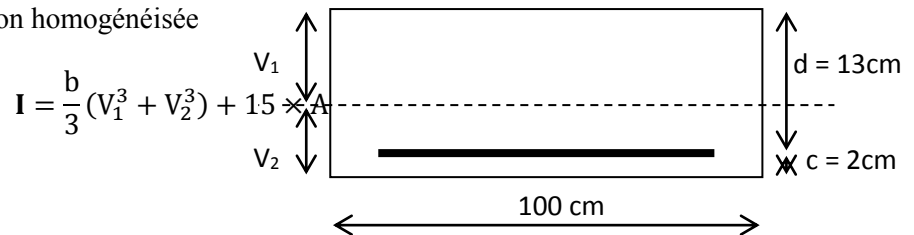
Avec :

$$q_s = \max\{7,81 \text{ KN/ml} ; 10,83 \text{ KN/ml}\} = \mathbf{10,83 \text{ KN/ml}}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée



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

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 = \mathbf{12131,40 \text{ cm}^3}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 4,52 = \mathbf{1567,8 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12131,40}{1567,8} = \mathbf{7,74 \text{ cm}}$$

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

$$I = \frac{100}{3} (7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,52 \times (7,26 - 2)^2 = \mathbf{30087,26 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,83 \times 4,75^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 30087,26 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00098 \text{ m} = 0,098 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{475}{500} = \mathbf{0,95 \text{ cm}}$$

$f = 0,098\text{cm} < \bar{f} = 0,95\text{cm}$. \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Notre ferrailage des escaliers sera :

➤ **Aux appuis :**

- *Armatures principale* : **4HA12** espacement = **25 cm**
- *Armatures de répartition* : **4HA10** espacement = **25 cm**

➤ **En travée :**

- *Armatures principale* : **4HA12** espacement = **25 cm**
- *Armatures de répartition* : **4HA10** espacement = **25 cm**

III.4. La poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

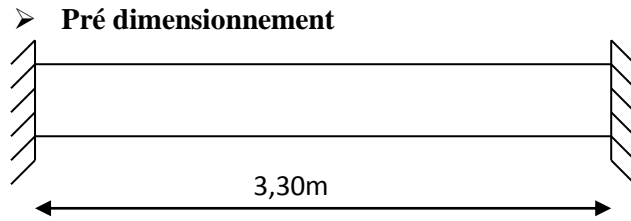


Figure III-17 : Schéma de la poutre palière

✓ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ avec : } l : \text{ longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

✓ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

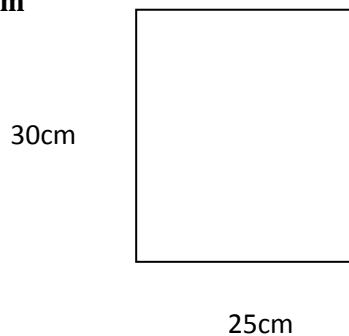


Figure. III-18: Coupe transversal de la poutre de chaînage.

Remarque :

Le calcul du ferrailage pour la poutre palière et la poutre palière se fera après la modélisation pour tenir compte aussi des charges sismiques.

III.4.2. Vérification relatives aux exigences de l’RPA 99 / 2003 (Art 7.5.1) :

Conditions	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	30	C.V
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	C.V
$h/b \leq 4$	1	C.V

III.5. La poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé. Elles reposent sur deux appuis (des poutres principales). Elles supportent son poids propre et le poids des cloisons extérieures, ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

➤ **Pré-dimensionnement :**

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

• **L'épaisseur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec :} \quad L = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{305}{15} = 20,33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{305}{10} = 30,5 \text{ cm}$$

✓ **On prend une hauteur $h = 25 \text{ cm}$**

• **La largeur :**

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

$$0,4h = 12 \leq b \leq 0,7h = 21$$

✓ **On prend une largeur $b = 20 \text{ cm}$**

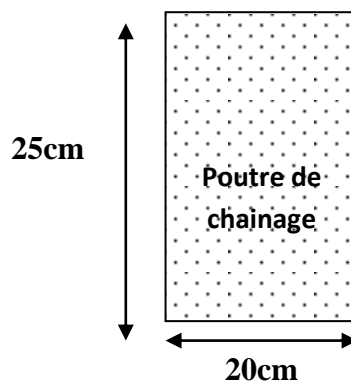


Figure.III-19: Coupe transversal de la poutre de chaînage.

Remarque :

Le calcul du ferrailage pour la poutre de chaînage se fera après la modélisation pour tenir compte aussi des charges sismiques.

CHAPITRE IV :

MODELISATION ET VERIFICATION

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV.1 . Description du logiciel ETABS :(ExtendedThreeDimensions Analyses BuildingSystems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel '**ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2 . Méthode de calcul : On distingue deux cas:

Calcul statique: C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 . Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul.

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.4 . Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

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

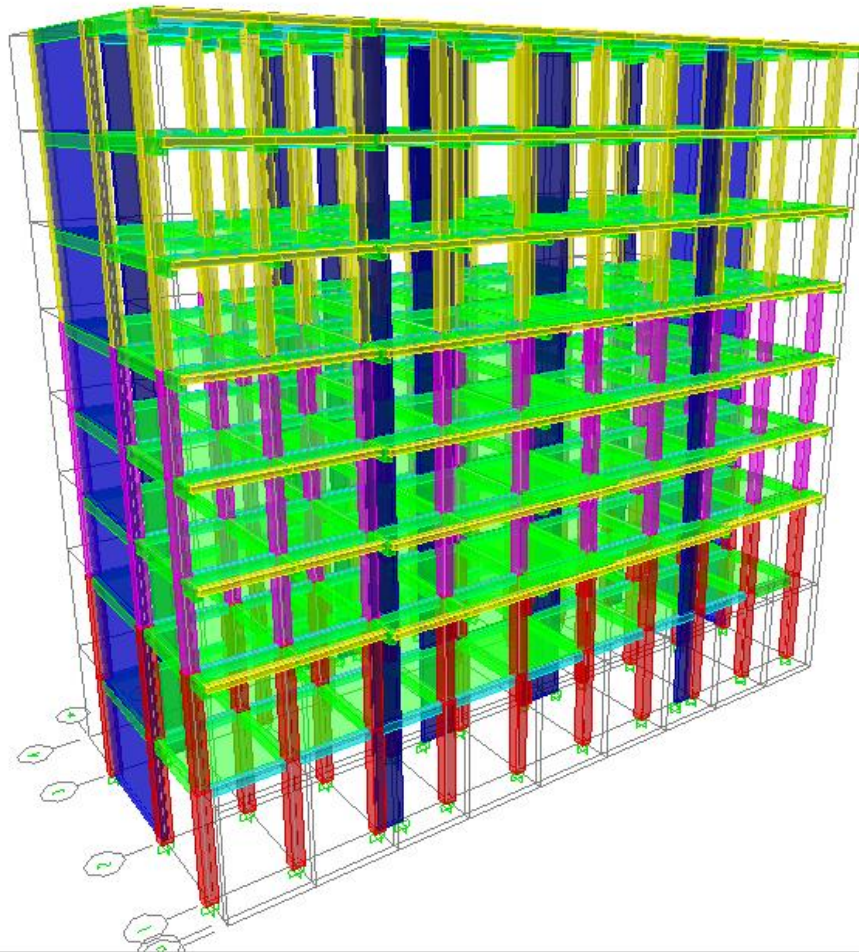


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

IV.5 . Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition :

Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure.

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

✚ **Le site** : Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de lamécanique de sol, donc on prend **site ferme S3. (Article 3.3.1 de RPA)**.

✚ **La zone** : zone II a **TIZI OUZOU** grande sismicité. (**ANNEXE 1 de RPA**).

✚ **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (**Article 3.2 de RPA**).

✚ **Remplissage** : dense d'après (**Tableau 4.2 de RPA**).

✚ **Le facteur de qualité Q** de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **Formule (4 - 4)**

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05

4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement : $Q_x= 1,05$ et $Q_y= 1,10$.

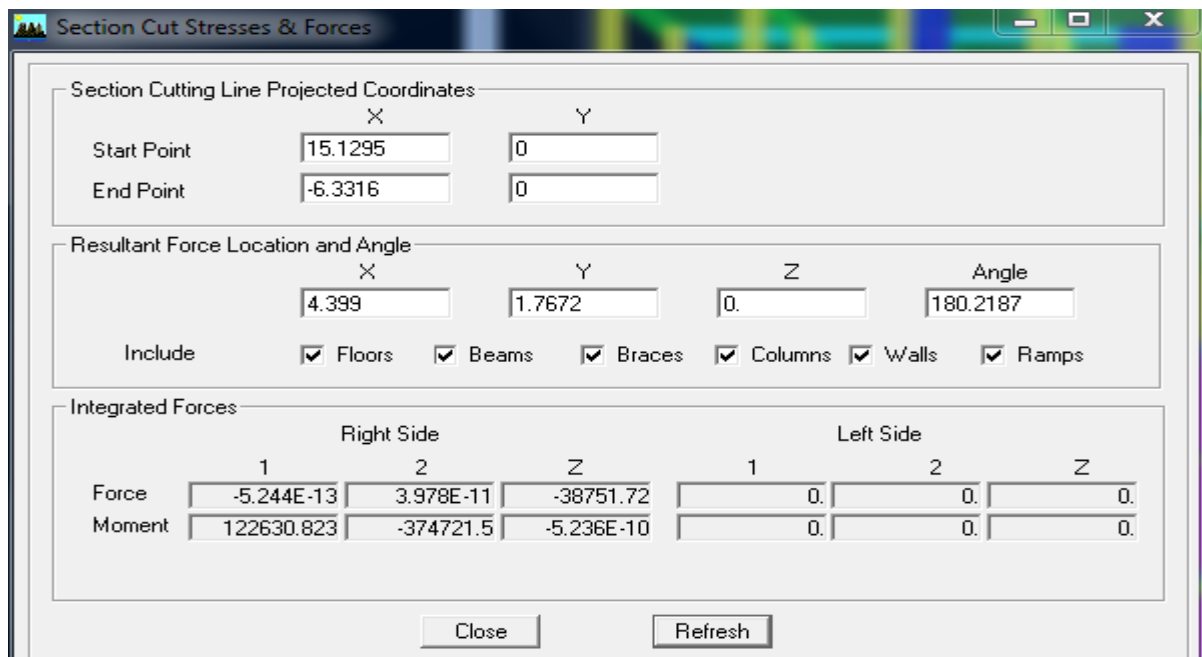
R : coefficient de comportement de la structure.

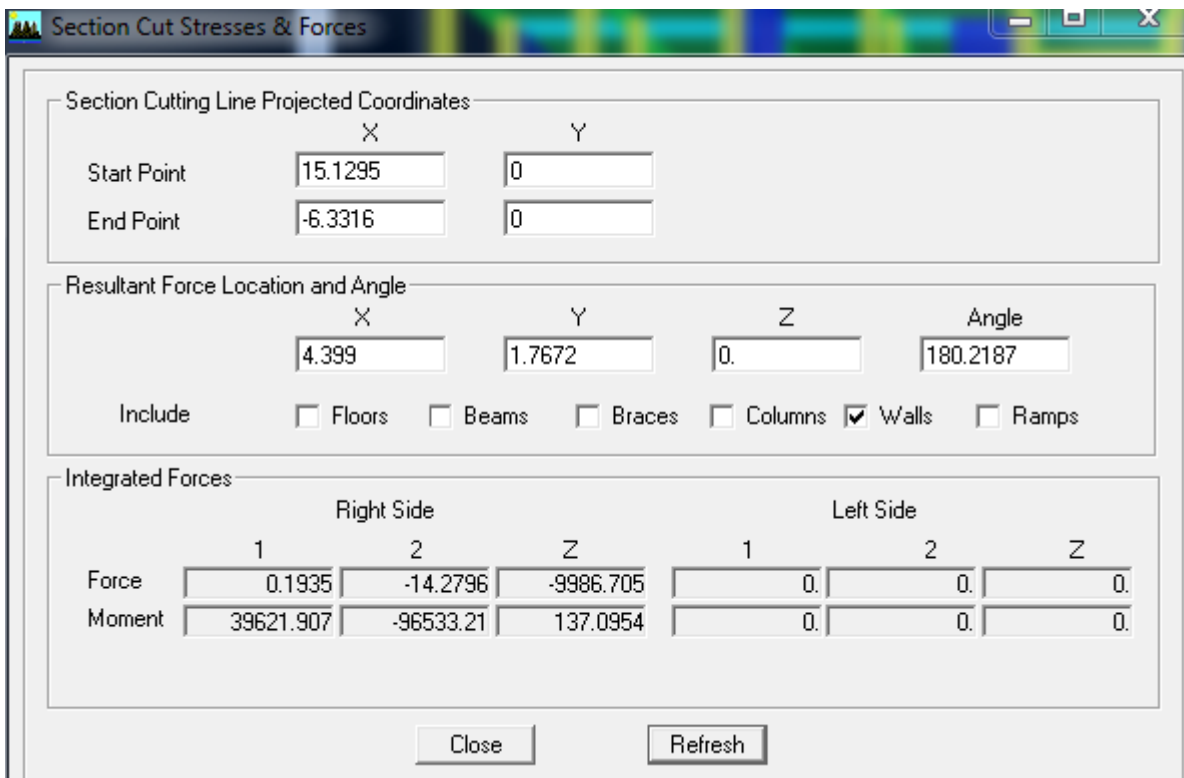
- **Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETAPS :

Les Charges verticales





On a 38751,72 → 100%

9986,71 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{9986,71 \times 100}{38751,72} = 25,77 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles=25,77 %

Effort repris par les portiques=74,23 %

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvés, on remarque qu'une importante quantité des efforts verticaux est reprise par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure le système de contreventement est voile porteurs, dont le coefficient de comportement $R = 3,5$.

☒ Spectre de réponse de calcul :

Pour $Q_x = 1.05$:

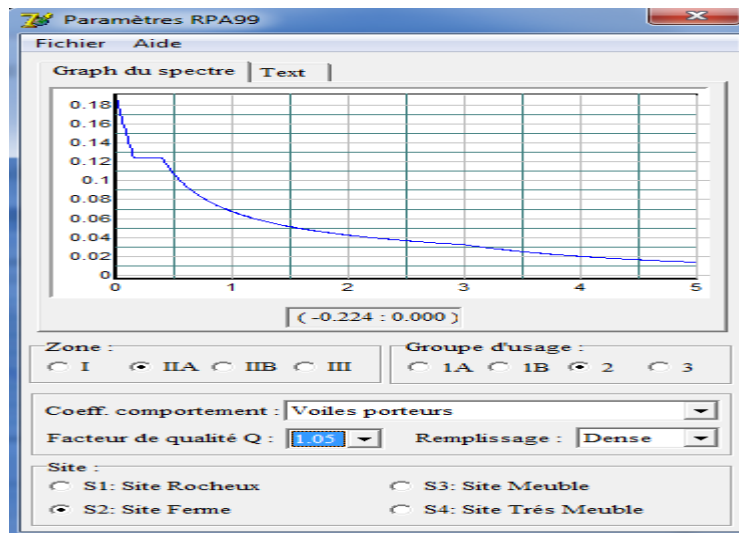


Figure IV-2: Spectre de réponse de calcul pour Q_x

Pour $Q_y = 1.10$:

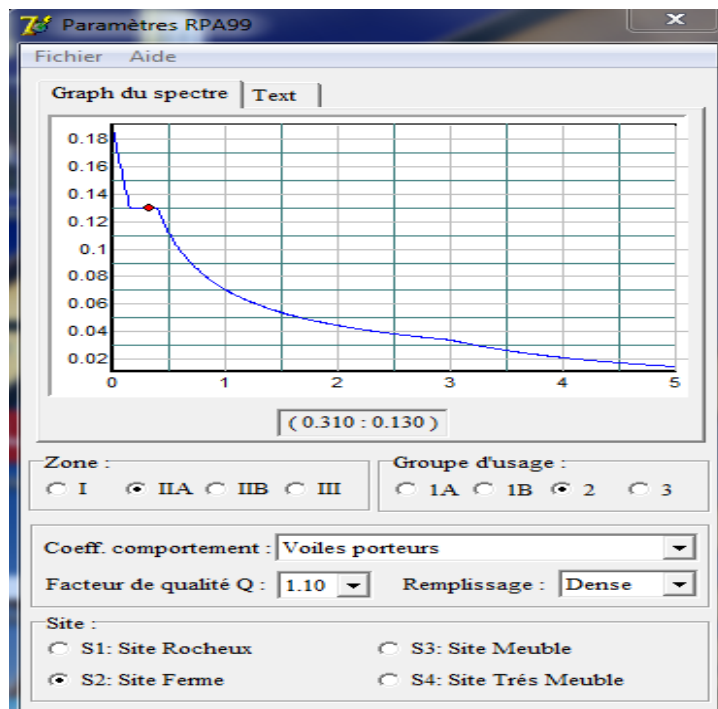


Figure IV-3: Spectre de réponse de calcul pour Q_y

IV.6 . Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

IV.6.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.84 s .Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RZ
1	0.847541	77.8950	0.0001	0.0000	77.8950	0.0001	0.0000	0.0001	0.4553
2	0.614560	0.0001	71.5392	0.0000	77.8951	71.5392	0.0000	98.3707	0.0000
3	0.425606	0.5538	0.0000	0.0000	78.4489	71.5392	0.0000	0.0000	70.1079
4	0.245543	11.4448	0.0000	0.0000	89.8937	71.5393	0.0000	0.0000	0.2516
5	0.141490	0.0000	18.6494	0.0000	89.8937	90.1887	0.0000	1.3786	0.0000
6	0.114807	4.1023	0.0000	0.0000	93.9960	90.1887	0.0000	0.0000	0.0704
7	0.094439	0.0000	0.0000	0.0000	93.9960	90.1887	0.0000	0.0000	19.1109
8	0.064913	2.4498	0.0000	0.0000	96.4458	90.1887	0.0000	0.0000	0.0047
9	0.061223	0.0000	5.4905	0.0000	96.4458	95.6792	0.0000	0.2007	0.0000
10	0.041777	1.8356	0.0000	0.0000	98.2814	95.6792	0.0000	0.0000	0.0000
11	0.040550	0.0049	0.0000	0.0000	98.2863	95.6792	0.0000	0.0000	5.5753
12	0.037508	0.0000	2.6413	0.0000	98.2863	98.3204	0.0000	0.0355	0.0000

Tableau IV-1 : La période et des masses participantes

- ✚ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**,
Il mobilise 77.8950% de la masse.> 50%
- ✚ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**,
Il mobilise 71.5392% de la masse.> 50%
- ✚ Le troisième mode de vibration est : **une torsion**

Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins ega 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **06 modes.**

6 éme mode → Sens X-X : 93.996 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 90 .1887 % > 90% → **Condition vérifiée.**

IV.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{(Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003).}$$

A: coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
 D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

✚ Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.15**

✚ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}). \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{T_1 = 0.15} \\ \mathbf{T_2 = 0.40} \end{array} \right\} \text{ site ferme}$$

✚ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\zeta = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} =$

$$0,76 \geq 0.7$$

$$\mathbf{\eta = 0.76 > 0,7}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. **$h_n = 26.47m$**

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$C_T = 0,05.$

• $T = 0,05 \times (26,47)^{3/4} \rightarrow T = 0,58sec$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur 'D' est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

D'où : $T = 1,3 \times 0,58 = 0,76sec \leq T_{analytique} = 0.84 sec \rightarrow$ **3^{ème} cas**

Donc $T = 1.3 T_{empirique} \rightarrow T = 0.76 s$

Finalement : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,4}{0,76}\right)^{2/3} \rightarrow D = 1,25$

Facteur de qualité (Q)

$Q_X = 1.05$ et $Q_Y = 1.10$

Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 version du RPA99

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
TERRASSE	POIDS	Top	2493.69	0.00	0.00	0.000
TERRASSE	POIDS	Bottom	3164.59	0.00	0.00	0.000
6	POIDS	Top	5594.40	0.00	0.00	0.000
6	POIDS	Bottom	6265.31	0.00	0.00	0.000
5	POIDS	Top	8697.80	0.00	0.00	0.000
5	POIDS	Bottom	9368.70	0.00	0.00	0.000
4	POIDS	Top	11801.20	0.00	0.00	0.000
4	POIDS	Bottom	12575.38	0.00	0.00	0.000
3	POIDS	Top	15007.87	0.00	0.00	0.000
3	POIDS	Bottom	15782.05	0.00	0.00	0.000
2	POIDS	Top	18214.55	0.00	0.00	0.000
2	POIDS	Bottom	18988.73	0.00	0.00	0.000
1	POIDS	Top	21421.22	0.00	0.00	0.000
1	POIDS	Bottom	22609.52	0.00	0.00	0.000
RDC	POIDS	Top	24792.21	0.00	0.00	0.000
RDC	POIDS	Bottom	25965.95	0.00	0.00	0.000

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Donc : **W = 25965.95 KN**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,25	D	1,25
	Q	1,05	Q	1,1
	W	25965 ,95	W	25965,95
	R	3,5	R	3,5
Forces sismiques V (Kn)	1460,58		1530,14	

✚ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :

Tableau des Efforts tranchants à la base donnés par ETABS :

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **V_x = 1071,21 KN**

V_y = 1267,17 KN

Comparaison des résultats des forces sismiques

	V_{MSE} (KN)	0.8V_{MSE} (KN)	V_{ETABS} (KN)	V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}
Sens (x-x)	1460,58	1168,46	1071,21	Condition non vérifiée
Sens (y-y)	1530,14	1224,11	1267,17	Condition vérifiée

Selon x-x : $\frac{0.8V_{MSE}}{V_{ETABS}} = \frac{1168,46}{1071,21} = 1,1$

$1,1 * 9,81 = 10,80$

La valeur maximale selon x-x devient : **V_x = 1204,22**

Donc : $V_{ETABS} = 1204,22 \geq 0.8V_{MSE} = 1168,46 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

IV.6.3 Déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (formule 4-20 de RPA 99).

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : hauteur de l'étage courant

✚ Dans le sens longitudinal :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
5	8	EX	0.0144	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
4	7	EX	0.0132	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
3	6	EX	0.0117	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
2	5	EX	0.0100	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
1	4	EX	0.0081	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
RDC	3	EX	0.0060	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
S-SOL2	2	EX	0.0038	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
S-SOL1	1	EX	0.0012	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

✚ Dans le sens transversal :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
5	8	EY	0.0002	0.0091	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
4	7	EY	0.0002	0.0078	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
3	6	EY	0.0001	0.0065	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
2	5	EY	0.0001	0.0052	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
1	4	EY	0.0001	0.0039	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
RDC	3	EY	0.0001	0.0026	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
S-SOL2	2	EY	0.0000	0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
S-SOL1	1	EY	0.0000	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
ETAGE 5	D1	EX	0.0131	0.001	0.0306	CV
ETAGE 4	D1	EX	0.0121	0.0013	0.0306	CV
ETAGE 3	D1	EX	0.0108	0.0015	0.0306	CV
ETAGE 2	D1	EX	0.0093	0.0017	0.0306	CV
ETAGE 1	D1	EX	0.0076	0.002	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0.0056	0.002	0.0306	CV
S-SOL 2	D1	EX	0.0036	0.0025	0.0408	CV
S-SOL 1	D1	EX	0.0011	0.0011	0.0403	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
ETAGE 5	D1	EY	0.0091	0.0012	0.0306	CV
ETAGE 4	D1	EY	0.0079	0.0013	0.0306	CV
ETAGE 3	D1	EY	0.0066	0.0013	0.0306	CV
ETAGE 2	D1	EY	0.0053	0.0013	0.0306	CV
ETAGE 1	D1	EY	0.004	0.0013	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0.0027	0.0011	0.0306	CV
S-SOL 2	D1	EY	0.0016	0.0011	0.0408	CV
S-SOL 1	D1	EY	0.0005	0.0005	0.0403	CV

IV.6.4: Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{26.47}{500} = 0,053m$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

✚ **Sens longitudinal :**

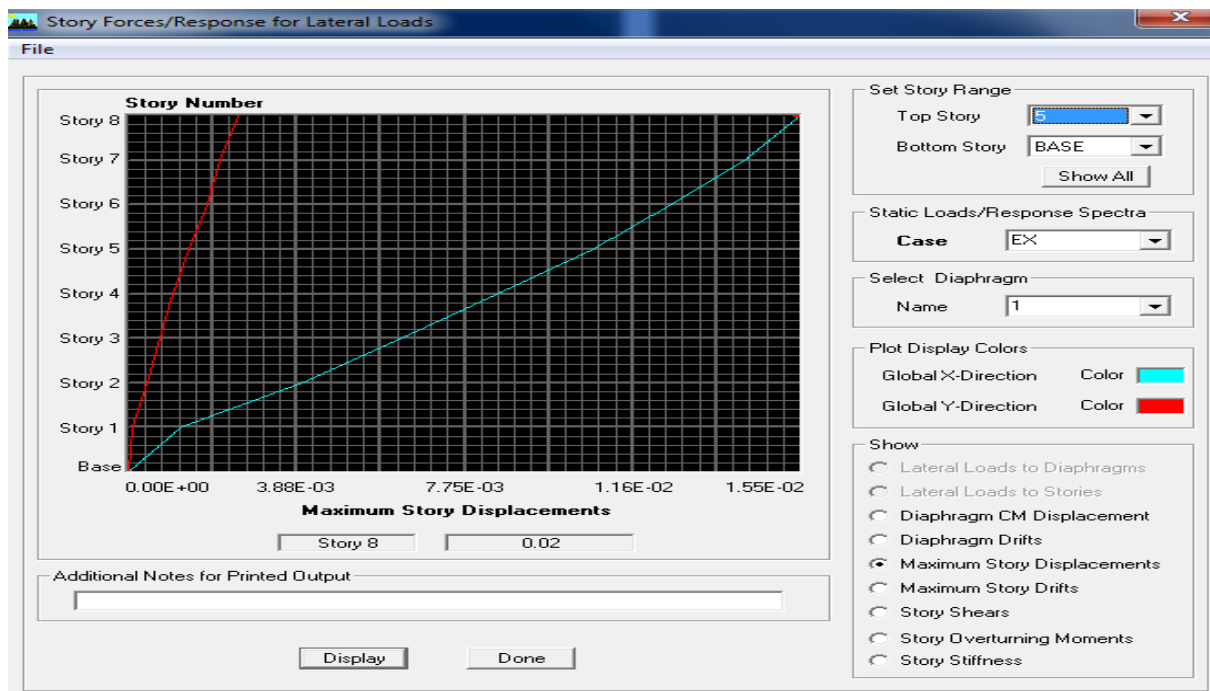


Fig IV.4 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = 0.053 \longrightarrow$ Condition vérifié

➦ Sens transversal :

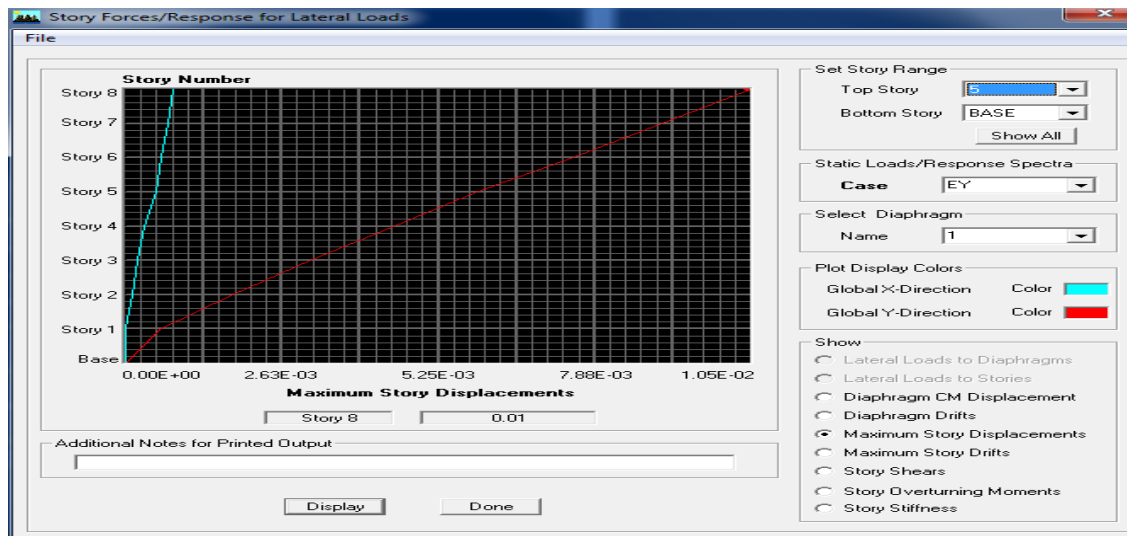


Figure IV.5 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{max} = 0.01 \leq f = 0.053 \longrightarrow$ Condition vérifié

IV.6.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$.

Avec N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

✚ **Zone I (S-sol1 et S-sol2) : les poteaux 45×45 :** $N_d = 1266,03 \text{ KN}$

$$v = \frac{1266,03 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Zone II (Du RDC au 2ème étage) : les poteaux 40×40 :** $N_d = 957,25 \text{ KN}$

$$v = \frac{957,25 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.239 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Zone III (du 3ème au 5ème étage) : les poteaux 35×35 :** $N_d = 458,58 \text{ KN}$

$$v = \frac{458,58 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.15 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.6. Vérifications de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

- ✓ P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- ✓ V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- ✓ Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓ h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

		Sens x-x (sous Ex)			Sens y-y (sous Ey)			
Story	hauteur	poids	$\Delta_{kx}(m)$	$V_x(kN)$	Θ_x	$\Delta_{ky}(m)$	$V_y(kN)$	Θ_y
ÉTAGE 5	3.06	3164.59	0.001	255.37	0.0040	0.001	331.91	0.003
ÉTAGE 4	3.06	6265.31	0.001	445.42	0.0060	0.001	566.4	0.004
ÉTAGE 3	3.06	9368.7	0.0015	607.25	0.0076	0.001	745.23	0.005

ÉTAGE 2	3.06	12575.3	0.0017	742.18	0.0094	0.001	895.45	0.006
ÉTAGE 1	3.06	15782.0	0.002	857.67	0.0120	0.001	1020.31	0.006
RDC	3.06	18988.7	0.002	954.12	0.0130	0.001	1121.22	0.006
S-SOL 1	4.08	22609.5	0.0025	1030.3	0.0134	0.001	1209.33	0.005
S-SOL 2	4.03	25965.9	0.0011	1069.8	0.0066	0.000	1265.26	0.002

CHAPITRE V :

*FERAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX*

V.1 : Ferraillage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

situation	béton				Aciers		
	θ	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	γ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

Tableau V.1.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{\max} - M_{\text{corr}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{\min} - M_{\text{corr}}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{\max} - N_{\text{cor}}$

V.1.1 : Combinaisons de calcul :➤ **RPA.99/modifié 2003 :**

$$\text{+} G + Q \pm E \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{+} 0,8 G \pm E \dots\dots\dots(2)$$

➤ **BAEL.91/modifié 99 :**

$$\text{+} \text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{+} \text{ELS} : G + Q \dots\dots\dots(4)$$

V.1.2. Recommandation du RPA 99 version 2003➤ **Armatures longitudinales**

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :**

- + les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- + Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau V.1.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**.

V.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

effort normal appliqué à un centre de pression «C» qui est distant du centre de gravité de la section de $e=M/N$.

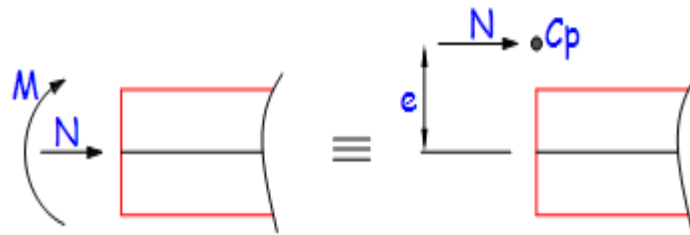


Figure.VII.1.1:Section en flexion compression.

• **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

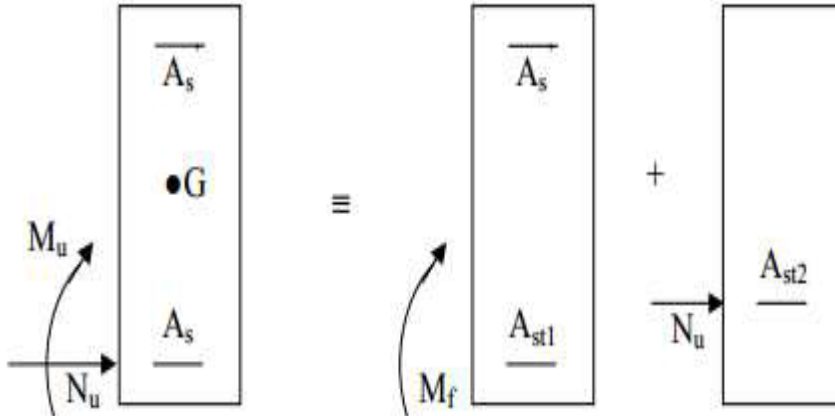
Une section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- ✚ 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).

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$



Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = 0(\text{pour une S.S.A}) \quad ; \quad A_{sc} = A'_f(\text{pour une S.D.A}).$$

✓ **Détermination des armatures fictives :**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

a. Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

➤ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

b. Section doublement armée : ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

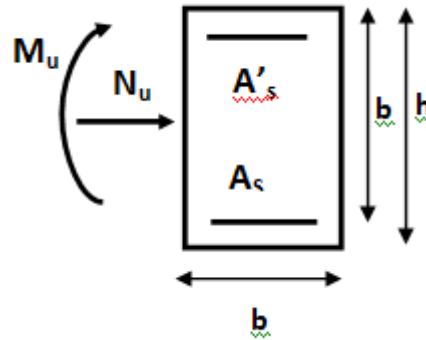
$$\Delta M = M_f - M_r$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une section est partiellement comprimée si les relations suivantes est vérifier :

✚ Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right) ; \quad N : \text{Effort de compression.}$$



$$N(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$A'_1 = \frac{N - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} ; \quad A'_2 = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

$$N(d - c') - M_f > \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$A'_1 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A'_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$A_1 = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{10}}; A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1 \text{ avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- ✚ Zone I : sous-sol₁+sous-sol₂
- ✚ Zone II : du RDC au 2^{ème} étage .
- ✚ Zone III : du 3^{ème} au 5^{ème} étage.

➤ Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec

».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.2. Ferraillage des poteaux.

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	combainison	NATURE	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	Aadop (cm ²)
ZoneI (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1286.3	-7.739	ELU	SEC	0	0	6.2	4HA20 + 4HA16	20,6
	N _{min} -M _{corr}	76.71	8.92	08GEY	SEC	0	0			
	N _{corr} -M _{max}	890.73	-49.799	GQEX	SEC	0	0			
ZoneII (40x40)	N _{max} -M _{corr}	957.43	22.13	ELU	SEC	0	0	2.8	4HA16 + 4HA14	14,2
	N _{min} -M _{corr}	47.36	10.73	08GEY	SPC	0	0.12			
	N _{corr} -M _{max}	561.03	-43.937	GQEX	SEC	0	0			
ZoneIII (35x35)	N _{max} -M _{corr}	458.67	18.76	ELU	SEC	0	0	9.8	4HA14 + 4HA12	10,68
	N _{min} -M _{corr}	8.39	8.185	08GEY	SPC		0.61			
	N _{corr} -M _{max}	115.07	-37.539	GQEY	SPC	1,8	0			

V.1.4. Vérification à L'ELU :

➤ Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40∅ en zone II.

✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.

✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

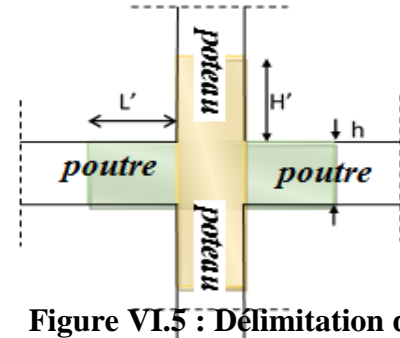


Figure VI.5 : Délimitation de

la zone nodale.

Pour:

- ✓ les poteaux des sous-sol (45x45) : $h' = \{408/6, 45, 60\} = 68 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux de RDC et des étages courants (40x40) : $h' = \{306/6, 40, 60\} = 60 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux des étages courants (35x35) : $h' = \{306/6, 35, 60\} = 60 \text{ cm}$

$$L' = 2 \times h$$

Pour les poutres (35x25) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

a) **Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

➤ **Diamètre des barres : (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiée 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour : **4HA8 = 2,01 cm²**

➤ **Espacement des armatures transversales**

✓ **Dans la zone nodale** $S_t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

✓ **Dans la zone courante** $S_t \leq \min(15\phi)$.

$$S_t \leq \min (15 \phi) = \min (15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- **Coefficient correcteur « ρ » :** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5$$

- ✓ **Calcul d'élançement géométrique :**

Tableau V.1.4. des valeurs de l'élançements géométrique λ_g .

SECTION	L_0 (m)	$L_f = 0.7L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
(45x45)	4.08	2.856	6.347
(45x45)	4.03	2.821	6.269
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12

niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
sous-sol ₁ + sous-sol ₂	Zone I (45x45)	23.07	12.84
Du RDC au 2 ^{ème} étage	Zone II (40x40)	29.48	15.85
du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage.	Zone III (35x35)	27	18.86

- ✓ **Poteau (35x35) (étage 3-4-5) :**

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 27 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 48.21 \text{ mm}^2 = 0.4821 \text{ cm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 72.32 \text{ mm}^2 = 0.7232 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteau (40×40) (étage RDC-1-2)**

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 29.48 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 29.48}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 46.06 \text{ mm}^2 = 0.4606 \text{ cm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 29.48}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 69.12 \text{ mm}^2 = 0.6912 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteau (45×45) (RDC et entre-sol)**

$$\lambda_g = 6.347 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 23.07 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.07}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 32.04 \text{ mm}^2 = 0.3204 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.07}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 48.06 \text{ mm}^2 = 0.4806 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)**

$A_t / b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

✚ $A_t^{\min} = 0.3 \% \times S_t \times b$ si $\lambda_g \geq 5$

✚ $A_t^{\min} = 0.8 \% \times S_t \times b$ si $\lambda_g < 3$

✚ Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Tableau V.1.5. Sections des armatures transversales

Conclusion :

poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = \% \times b \times S_t (cm^2)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choi} (cm^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
sous-sol ₁₊₂ (45x45)	6.347	0.3%	Nodale $S_t=10cm$	1.35	0.3204	4Ø8 =2.01	CV
			Courante $S_t=15cm$	2.025	0.4806	4Ø8 =2.01	CV
Du RDC au 2ème étage (40x40)	5.355	0.3%	Nodale $S_t=10cm$	1.2	0.4606	4Ø8 =2.01	CV
			Courante $S_t=15cm$	1.8	0.6912	4Ø8 =2.01	CV
du 3ème au 5ème étage. (35x35)	6.12	0.3%	Nodale $S_t=10cm$	1.05	0.4821	4Ø8 =2.01	CV
			Courante $S_t=15cm$	1.575	0.7232	4Ø8 =2.01	CV

Les armatures transversales des poteaux (45×45), (40×40) et (35×35) seront composées de 2 cardes Ø8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40\phi$

- ✓ Pour le Ø20 $\Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø16 $\Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø14 $\Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø12 $\Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Et : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence , f_{t28}

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

-Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328cm$$

-Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38cm$$

-Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44cm$$

-Pour les HA 20 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55cm$$

➤ Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

on doit vérifier que: $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.1.6 :Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

poteaux		b	d (cm)	V_u (KN)	b (cm)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
Sous-sol ₁₊₂ (45x45)	23.07	45	42	6.347	0.075	0.122	1.875	CV
du RDC au 2 ^{ème} étage.(40x40)	29.48	40	37	5.355	0.075	0.199	1.875	CV
du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage. (35x35)	27	35	32	6.12	0.075	0.241	1.875	CV

V.1.5. Vérification à L'ELS :

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\text{ ad}} \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right) \text{ Avec } : e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Tableau V.1.6. vérification de la condition de non fragilité.

Section	Effort normal N _s « KN »	Moment M _s « KN.m »	e _s « m »	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)	observation
Zone I (45x45)	934.98	-5.562	0.006	6.77	0.61	CV
	72.9	-1.677	0.023	8.06		
	307.72	26.759	0.087	0.00		
Zone II (40x40)	697.26	16.105	0.023	6.70	4.2	CV
	27.94	-2.58	0.0920	3.44		
	148.41	22.958	0.155	0.00		
Zone II I (35x35)	334.03	16.105	0.041	5.63	0.68	CV
	1.12	-0.302	0.270	1.96		
	30.81	-14.209	0.461	1.22		

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) :**

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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

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

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Niveau	Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
		N_{max}		M_{corr}									
S-SOL1 \Rightarrow S-SOL2	45 x 45	N_{max}	934.98	M_{corr}	-5.562	SEC	3,74	4,27	15	56,5	63,7	348	Condition vérifiée
		N_{min}	72.9	M_{corr}	-1.677	SEC	0,23	0,39	15	3,6	5,77	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	307.72	M_{max}	26.759	SEC	2,61	0,02	15	37	2,53	348	Condition vérifiée
RDC \Rightarrow 2 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	697.26	M_{corr}	16.105	SEC	5	2,69	15	72,9	42,5	348	Condition vérifiée
		N_{min}	27.94	M_{corr}	-2.58	SEC	0	0,34	15	-0.19	4,77	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	148.41	M_{max}	22.958	SEC	2,72	0	15	36,7	-20.1	348	Condition vérifiée
5 ^{ème} \Rightarrow 5 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	697.26	M_{corr}	16.105	SEC	6,78	3,28	15	98	53	348	Condition vérifiée
		N_{min}	1.12	M_{corr}	-0.302	SEC	0	0,05	15	-1.02	0,65	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	30.81	M_{max}	-14.209	SPC	0	2,42	15	-64,3	28,6	348	Condition vérifiée

Tableau V.1. 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Niveaux	Section	Ferraillage
Sous-sol1+ Sous-sol2	(45x45)	4HA20+4HA16
Du RDC au 2 ^{ème} étage	(40x40)	4HA16+4HA14
Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	(35x35)	4HA14+4HA12

VI.2 Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations

Maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons de calcul :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales: Art (7.5.2.1)

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure 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.

Pourcentage total maximum

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

Pourcentage total minimum :

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

$$A_{\min} = 0,5\% b h$$

2) Armatures transversales : Art (7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93** annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

On résume les résultats des pourcentages minimaux et maximaux des sections d'armatures longitudinaux

Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 25x40	5	40	60
Poutre secondaire et Poutre palière 25x30	3,75	30	45
Poutre chaînage 20x25	2,5	20	30

V. B.2 : Ferraillage des poutres à l'ELU :

1) Armatures longitudinales :

- Dans le cas d'une flexion, on a les étapes suivantes :

A_s : La section d'armatures tendues.

A_s' : La section d'armatures comprimées

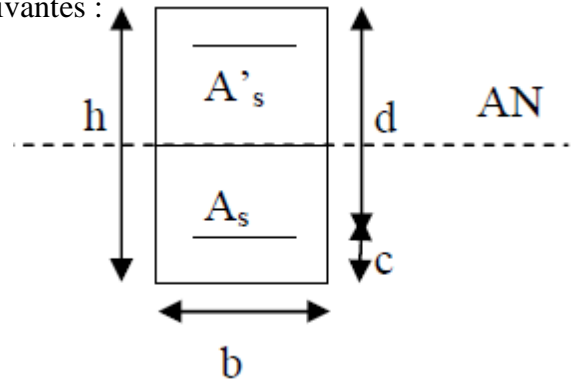
. Avec :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

d : Hauteur utile ($d = h - c$).

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

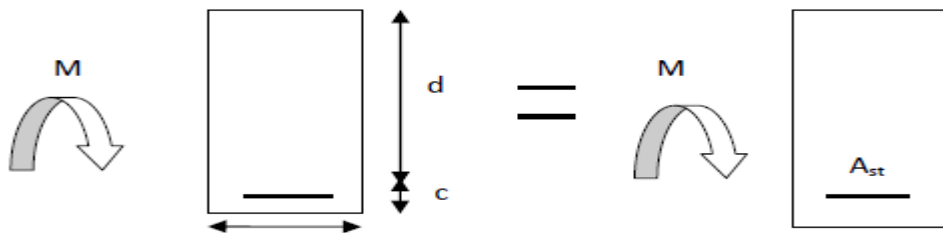


- **Calcul du moment réduit :**

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ \rightarrow Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.



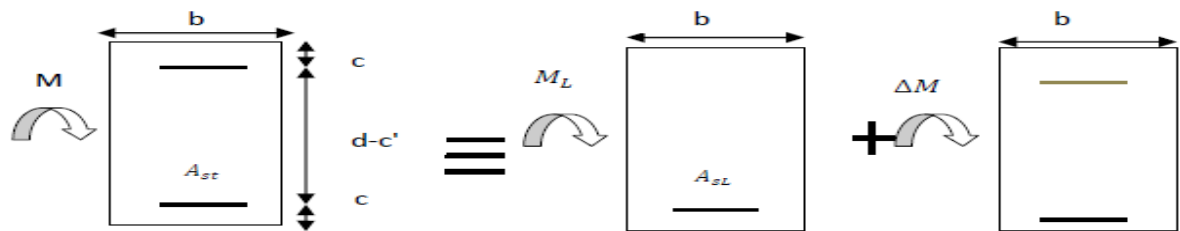
La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

si $\mu > \mu_l = 0,392$ \rightarrow Section doublement armée (SDA). dans ce cas nous allons procéder comme suit :



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque :

- On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	5	1,15	1	348

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est le même pour tous les niveaux.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 25*40	En travée	48,33	38	0,0385	SSA	0,980	3,24	5	3HA14	4,62
	À l'appui	-77,34	38	0,0616	SSA	0,968	5,26		3HA14 +2HA12	6,88
Poutre secondaire	En travée	79,38	28	0,1552	SSA	0,915	2,51	3,75	3HA12	3,39

25*30	À l'appui	-79,74	28	0,1559	SSA	0,915	2,78		3HA12	3,39
	En travée	3,3	23	0,0176	SSA	0,991	0,36	2,5	3HA12	3,39
Poutre de Chainage 20*25	À l'appui	-5,97	23	0,0208	SSA	0,990	0,66		3HA12	3,39
	En Travée	12,36	28	0,0242	SSA	0,988	1,12	3,75	3HA12	3,39
Poutre palière 25*30	A l'appui	-14,15	28	0,0277	SSA	0,986	1,28		3HA12	3,39
	En Travée									

Tableau VI-2-2 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

b-Calcul des armatures transversales :1) *Diamètre des armatures transversales* : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

- **Poutre principale 25*40 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1, 2\right) = (1,14; 2,5; 1,2) = 1,14 \text{ cm.}$$

- **Poutre secondaire et poutre palier 25*30 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1, 2\right) = (0,86; 2,5; 1,2) = 0,86 \text{ cm.}$$

- **Poutre Chainage 20*25 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; \frac{20}{10}; 1, 2\right) = (0,71; 2; 1,2) = 0,71 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_{t2} = 8 \text{ mm}$

2) 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 :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

3) Espacement des armatures transversales :

➤ **Poutres principales (25*40) :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4) \text{ Soit : } S_t = 10 [\text{cm}]$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

(Art 7.5.2.2RPA/version 2003)

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0,75 [cm^2]}$$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \longrightarrow S_t \leq 20\text{cm}$

Soit : $S_t = \mathbf{15 [cm]}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 [cm^2]}$$

➤ **Poutres secondaires et poutre palière (25*30) :**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t \leq \min(8; 14,4) \text{ Soit : } S_t = \mathbf{8 [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = \mathbf{0,6 [cm^2]}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{30}{2} \longrightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

Soit : $S_t = \mathbf{15 [cm]}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 [cm^2]}$$

➤ **Poutres de Chainage 20*25 :**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{25}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t \leq \min(6,25; 14,4) \text{ Soit : } S_t = \mathbf{6 [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 6 \times 25 = \mathbf{0,45 [cm^2]}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{25}{2} \longrightarrow S_t \leq 12,5\text{cm}$$

Soit : $S_t = \mathbf{12 [cm]}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0,75 [cm^2]}$$

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq \mathbf{0,3\% S_t b}$$

Poutre principale: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 \text{ cm}^2}$

Poutre secondaire et palière : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 \text{ m}^2}$

Poutre chainage : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0,75 \text{ m}^2}$

5) Délimitation de la zone nodale : Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

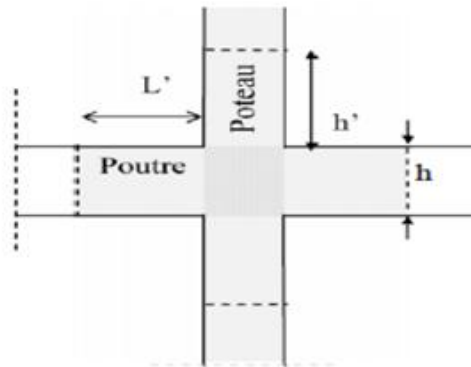
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ [cm]}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e:Hauteur entre nus des poteaux.



Délimitation de la zone nodale.

Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre chaînage
L'=2 x40= 80 cm	L'=2 x30 = 70 cm	L'=2 x25 = 50 cm

V. B.3 : Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

$A \text{ adopté} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{\min}	Observation
Poutres principales	$\frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,15\text{cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
Poutres secondaire Poutre palière	$\frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845\text{cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
Poutre chaînage	$\frac{0,23 \times 20 \times 23 \times 2,1}{400} = 0,555\text{cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

B) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
T_{\max} : effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min\{3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$		=3,33MPa
	T_{\max}	τ_u	Observation
Poutre principales	92,3 KN	0,97 MPA	Condition vérifiée
Poutre secondaire	50,08 KN	0,72 MPA	Condition vérifiée
Poutre palier	11,82 KN	0,169 MPA	Condition vérifiée
Poutre chainage	4,86 KN	0,106 MPA	Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99) :

$T_{\max} \leq 0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b \quad \text{avec : } a=0,9*d$			
	T_{\max}	$0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	observation
Poutre principales	92,3 KN	666,66 KN	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	50,08 KN	500 KN	Condition vérifiée.
Poutre palier	11,82 KN	500 KN	Condition vérifiée
Poutre chainage	4,86 KN	333,33 KN	Condition vérifiée

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$A_s > \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0, 9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left(T_u - \frac{M_u}{0, 9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
principale	92,3 KN	77,34 KN.m	-3,85	Condition vérifiée
secondaire	50,08 KN	79,74 KN.m	-7,65	Condition vérifiée
Palier	11,82 KN	14,15 KN.m	-1,27	Condition vérifiée
Chainage	4,86 KN	5,97 KN.m	-0,68	Condition vérifiée

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

f) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

		Ferrailage	$\sum U_i$	V_u^{\max}	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA14	131,88	92,3 KN	2,05	3,15	C.V
	En appuis	3HA14+2HA12	207,24		1,30		
P-S	En travée	3HA12	113,04	50,08 KN	1,76	3,15	C.V
	En appuis	3HA12	113,04		1,76		
palier	En travée	3HA12	113,04	11,82 KN	0,41	3,15	C.V
	En appuis	3HA12	113,04		0,41		
chainage	En travée	3HA12	113,04	4,86KN	0,21	3,15	C.V
	En appuis	3HA12	113,04		0,21		

h) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.

- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement **BAEL99** 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 les aciers HA.

Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{ cm}$.

VII.2.5 Vérification à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

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

b) Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de } : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Tableau VI-2-3 : Vérification des contraintes à ELS.

Poutre	M _s max	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
principale	56,74	4,62	0,486	0,894	32,451	361,256	11,132	15	vérifiée
	35,302	6,88	0,724	0,874	23,728	154,351	6,505	15	vérifiée
secondaire	28,632	3,39	0,484	0,894	32,526	337,104	10,364	15	vérifiée
	18,178	3,39	0,484	0,894	32,526	214,022	6,580	15	vérifiée
Palier	1,037	3,39	0,484	0,893	31,437	12,226	0,389	15	vérifiée
	1,346	3,39	0,484	0,891	30,138	15,904	0,528	15	vérifiée
chainage	2,73	3,39	0,484	0,891	30,138	39,270	1,303	15	vérifiée
	1,026	3,39	0,484	0,891	30,138	14,759	0,490	15	vérifiée

VII.2.6 Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{\text{ETABS}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- **Sens des poutres principales :**

$$0,2[\text{cm}] < \frac{510}{500} = 1,02[\text{cm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens des poutres secondaires :**

$$0,00453[\text{cm}] < \frac{330}{500} = 0,66[\text{cm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3 Ferraillage des Voiles :

Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement, le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

V.3.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : sous- sol₁ et sous-sol₂.
- Zone II : RDC au 2^{ème} étages
- Zone III : Du «3^{ème} étages jusqu'au 5^{ème} étages.

V.3.2. Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

V.3.3. Exposé de la méthode de calcul

Méthode de ferraillage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la **R.D.M.**

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (**N**) et (**M**).

➤ *Détermination des diagrammes des contraintes*

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec: } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V = V' = \frac{L_{voiles}}{2} : \text{Bras de levier}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L'\right)$

h_e :Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

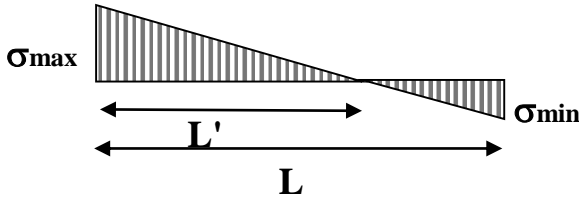
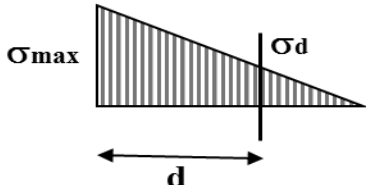
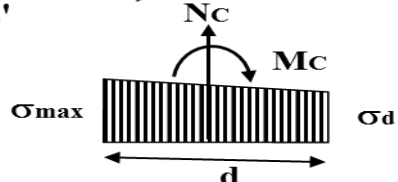
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (**S.E.T**).
- σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (**S.E.C**).
- σ_{max} et σ_{min} : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (**S.P.C**).

Remarque : Les contraintes les plus défavorables sont données par ETAPS.

Dans notre cas σ_{max} et σ_{min} sont de signes contraires donc on a une section partiellement comprimée

❖ *Armature verticale:*

<p>Type de sollicitation</p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimés SPC.</i></p> 
<p>longueur de calcul « d »</p>	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L'\right).$
<p>Largeur L'</p>	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
<p>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</p>	$\sigma_d = \left(\frac{L'-d}{L'}\right) \sigma_{\max}$ 
<p>Calcul des efforts internes correspondants</p>	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
<p>Calcul du ferraillage</p>	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \\ \quad \quad \quad = (1.15 \text{ situation durable; } 1 \text{ situation accidentelle})$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
<p>Armatures minimales</p>	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ *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

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ *Armature transversale :*

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ *Armature de couture :*

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ *Armature pour les potelets :*

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ *Disposition constructives :*

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

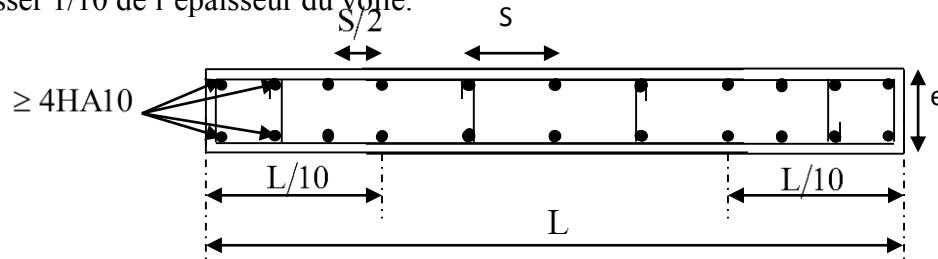
Longueur de recouvrement :

- 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.



V.3.4. Vérifications :

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \text{ Avec : } V= 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

V.3.5. Calcul de ferraillage:

Les résultats des calculs des voiles sont résumés dans les tableaux suivant :

- Les voiles longitudinaux (VL₁) ; L = 1.80 m
- Les voiles longitudinaux (VL₂) ; L = 1m
- Les voiles transversaux (VT) ; L = 5.10m

- Les voiles longitudinaux (VL₁) ; L = 1.80 m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0.30	0.30	0.30	
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06	
	L (m)	1.80	1.80	1.80	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.36	0.36	0.36	
	h	3.78	2.76	2.76	
	T(kN)	217.450	115.320	77.590	
Sollicitations de calcul	N _{ser} (kN)	1025.47	824.68	450.35	
	Vu (kN)	304.430	161.448	108.626	
	σ _{max} (kN/m ²)	7816.000	4174.460	3346.690	
	σ _{min} (kN/m ²)	3187.490	408.830	2587.770	
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	
	Lt	1.28	1.64	1.02	
	Lc	0.52	0.16	0.78	
	d	0.85	1.09	0.68	
	σ ₁	2605.333	1391.487	1115.563	
	N ₁	888.30	608.34	301.97	
	A _{v1} /bande (cm ²)	22.21	15.21	7.55	
armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	8.37	4.44	2.99	
	A' _{v1} /bande/nappe	24.30	16.32	8.30	
	A _{min} /bande (cm ²)	3.41	4.37	2.71	
	A' _{v1} adopté (cm ²)	28.13	24.61	11.304	
	Choix de A (cm ²)	2*(7HA16)	2*(8HA14)	2*(5HA12)	
	S _{tmax}	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	AH /nappe (cm ²)	7.03	6.15	5.40	
Armatures horizontales	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	
	Espacement st(cm)	25	25	25	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
	Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0.940	0.498
	3,26 Mpa	τ _u	0.671	0.356	0.239
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2.550	2.078	1.195

Tableau V.3.1 : Ferraillage des voiles longitudinaux (L=1.80m).

- Les voiles longitudinaux (VL₂) ; L = 1m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0.30	0.30	0.30	
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06	
	L (m)	1.00	1.00	1.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.2	0.2	0.2	
	h	3.78	2.76	2.76	
Sollicitations de calcul	T(kN)	84.520	73.270	50.300	
	N _{ser} (kN)	537.88	461.75	258.70	
	V _u (kN)	118.328	102.578	70.420	
	σ _{max} (kN/m ²)	6008.920	3534.340	4307.540	
	σ _{min} (kN/m ²)	1901.430	593.730	3512.480	
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	
	L _t	0.76	0.86	0.55	
	L _c	0.24	0.14	0.45	
	d	0.51	0.57	0.37	
	σ ₁	2002.973	1178.113	1435.847	
	N ₁	405.74	268.98	210.91	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10.14	6.72	5.27	
	A _{vj} (cm ²)	3.25	2.82	1.94	
	A' _{v1} /bande/nappe	10.96	7.43	5.76	
	A _{min} /bande (cm ²)	2.03	2.28	1.47	
	A' _{v1} adopté (cm ²)	11.31	13.56	9.05	
	Choix de A (cm ²)	2*(5HA12)	2*(6HA12)	2*(4HA12)	
	S _{max}	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3.08	3.00	3.00	
	AH adopté (cm ²)	11.77	8.63	8.63	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0.940	0.498	0.335
	3,26 Mpa	τ _u	0.671	0.356	0.239
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2.550	2.078	1.195

Tableau V.3.2 : Ferraillage des voiles longitudinaux (L=1m).

- Les voiles transversaux (VT) ; L = 5.10m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06	
	L (m)	5.10	5.10	5.10	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	1.02	1.02	1.02	
	h	3.68	2.66	2.66	
Sollicitations de calcul	T(kN)	683.100	544.740	324.490	
	N _{ser} (kN)	1290.20	982.35	518.78	
	Vu (kN)	956.340	762.636	454.286	
	σ _{max} (kN/m ²)	6024.390	3694.140	1520.300	
	σ _{min} (kN/m ²)	3843.290	2277.830	1219.820	
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	
	Lt	3.11	3.15	2.83	
	Lc	1.99	1.95	2.27	
	d	1.89	1.38	1.38	
	σ ₁	2367.544	2078.195	778.856	
N ₁	1586.08	796.58	317.28		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	39.65	19.91	7.93	
	A _{vj} (cm ²)	26.30	20.97	12.49	
	A'v1/bande/nappe	46.23	25.16	11.06	
	A _{min} /bande (cm ²)	7.56	5.52	5.52	
	A'v1 adopté (cm ²)	46.598	33.86	24.88	
	Choix de A (cm ²)	2*(15HA14)	2*(11HA14)	2*(11HA12)	
	S _{max}	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	15.30	15.30	15.30	
	AH adopté (cm ²)	16.956	16.925	16.925	
	choix de la section	15HA12	15HA14	11HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1.042	0.831	0.495
	3,26 Mpa	τ _u	0.744	0.593	0.353
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1.190	0.929	0.492

Tableau V.3.3 : Ferraillage des voiles transversaux (L=5.10m).

CHAPITRE VI :

ETUDE DU MUR PLAQUE

Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

VI.1. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après **RPA99version2003 l'article 10.1.2**, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30cm**. Et sa hauteur est de **6,41 m**

VI.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VI.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 17\text{kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2.2 \text{ bars}$

➤ Calcul des sollicitations

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.27$$

$$\sigma_V = q + \gamma h ; 0 < h < 6.41$$

ELU :

$$\Sigma h = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

1^{ère} couche : $0 \leq h \leq 2.38 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.27(1,35 \times 17 \times h + 1,5 \times 10) = \mathbf{6.20 h + 4.05}$$

pour: $h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = \mathbf{4.05\text{kN/m}^2}$

$h=2.38\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = \mathbf{18.80\text{kN/m}^2}$

2^{ème} couche : $2.38 \leq h \leq 6.41 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times h + 1.35 \times 17 \times 2.38 + 1.5 \times 10) = 6.20 h + 18.80$$

pour: $h=0 \longrightarrow \sigma_{h2} = 18.80 \text{ KN/m}^2$

$h=4.03\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 43.79 \text{ KN/m}^2$

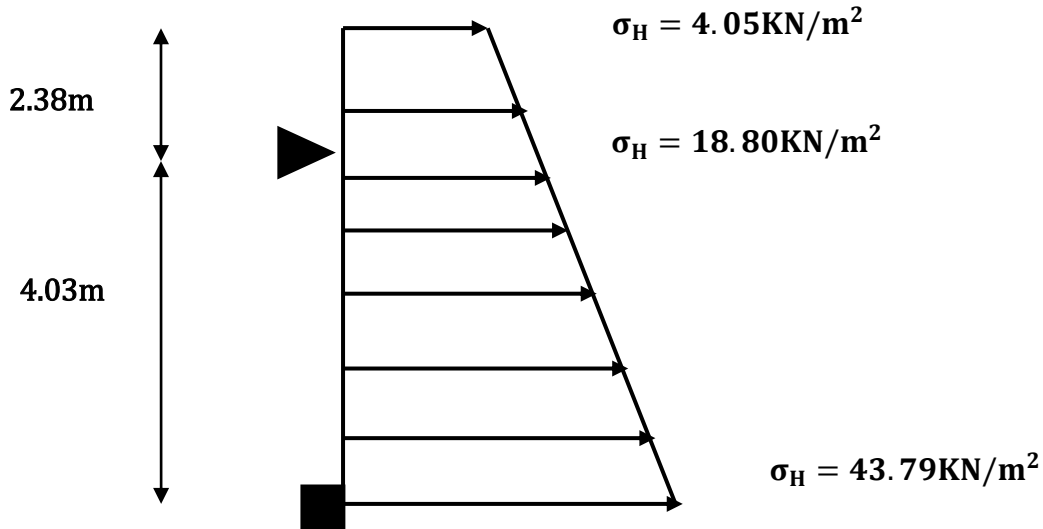


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

ELS:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

1^{ère} couche: $0 \leq h \leq 2.38 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.27(17 \times h + 10) = 4.59h + 2.7$$

pour: $h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 2.7 \text{ KN/m}^2$

$h=2.38\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 13.62 \text{ KN/m}^2$

2^{ème} couche: $2.38 \leq h \leq 6.41 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.27(17 \times h + 17 \times 2.38 + 10) = 4.59 h + 13.62$$

pour: $h=0 \longrightarrow \sigma_{h2} = 13.62 \text{ KN/m}^2$

$h=4.03\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 32.12 \text{ KN/m}^2$

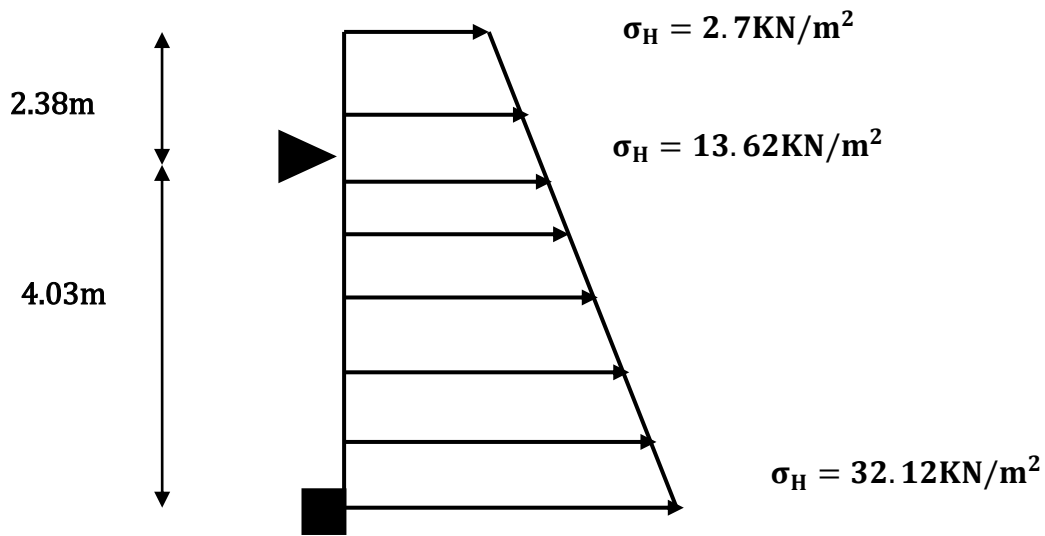


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

A. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 m est :

ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 43.79 + 4.05}{4} \times 1m = 33.86 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 32.12 + 2.7}{4} \times 1m = 24.77 \text{ KN/ml}$$

VI.4. Ferrailage du mur plaque

- Calcul des sollicitations

Sens X-X :

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**.

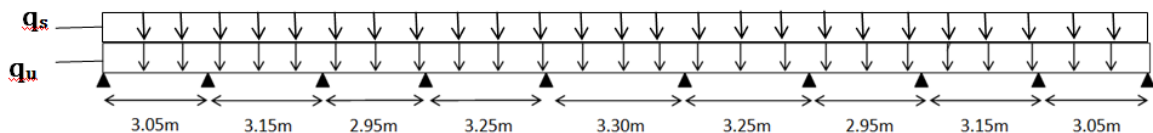


Figure VI.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Sens Y-Y :

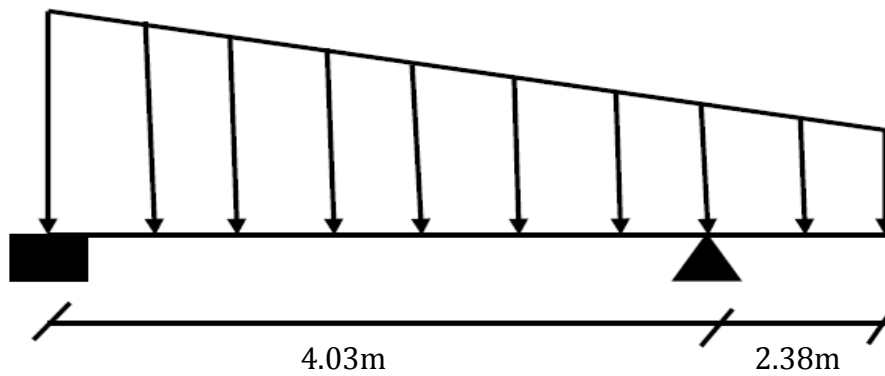


Figure VI.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

- Diagrammes des efforts

ELU :

Sens X-X :

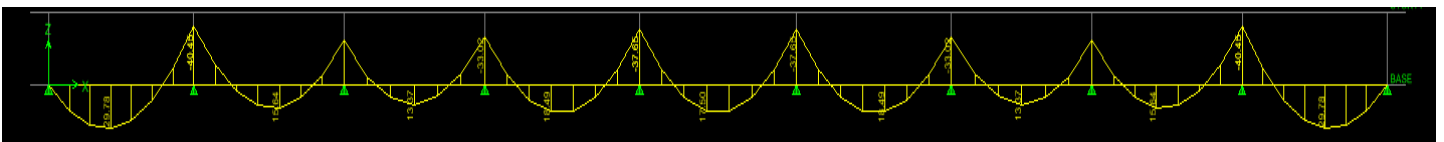


Figure VI.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y :

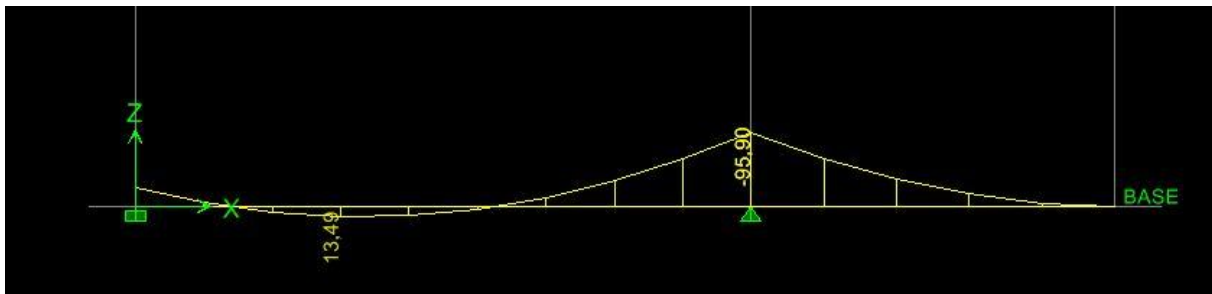


Figure VI.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

ELS :

Sens X-X :

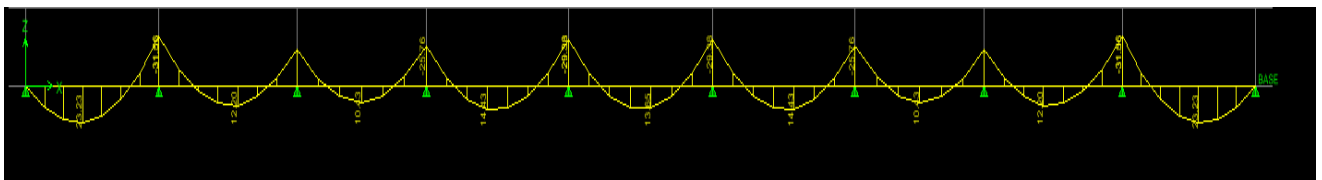


Figure VI.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y :

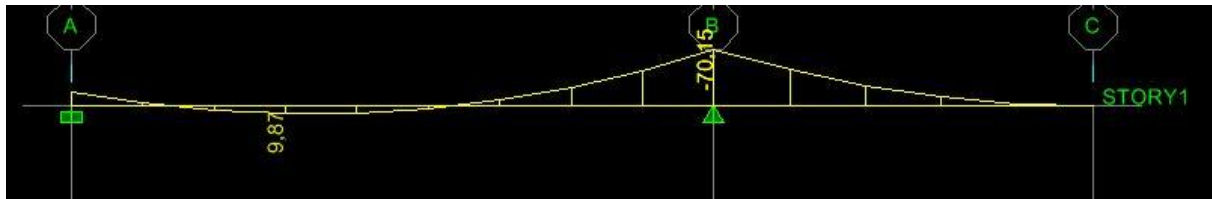
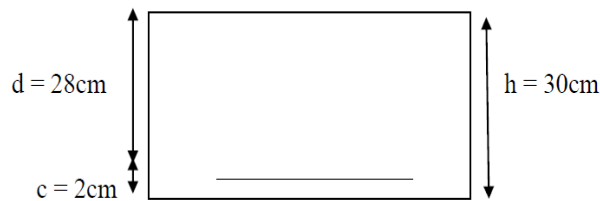


Figure VI.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

VI.5 : Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $e_p = 30$ cm, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On à :

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	40.45	0.036	SSA	0.982	3	4.23	6HA12=6.78	16
	Travée	29.78	0.026	SSA	0.987	3	3.10	6HA12=6.78	16
Y-Y	Appuis	95.90	0.086	SSA	0.955	3	10.30	6HA12+6HA12=13.56	16
	Travée	13.49	0.012	SSA	0.994	3	1.39	6HA12=6.78	16

Tableau VI.1 : Ferrailage du mur plaque.

• **Recommandation du RPA**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

($b=1m=100cm$; h : épaisseur du voile = $30cm$)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

VI.6 : vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEI91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

sens	zone	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	3.38	6.78	condition vérifiée
	Travée	3.38	6.78	condition vérifiée
Y-Y	Appuis	3.38	13.56	condition vérifiée
	Travée	3.38	6.78	condition vérifiée

Tableau VI.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

B. Espacement des barres

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33cm)$

Sens X-X :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm.}$

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour Ø12 ⇒ L_a = 18cm.

VI.7 : Vérifications à l’ELS

A. Etat limite d’ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d’élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj}: la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa ;

η: un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D’où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63MPa}.$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15MPa}.$

On ‘a

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	A _s	M _s	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
X-X	Appuis	6.78	31.56	0.245	0.986	48.29	168.62	201.63	3.49	15	CV
	Travée	6.78	23.23	0.245	0.990	48.29	123.60	201.63	2.56	15	CV
Y-Y	Appuis	13.56	70.15	0.483	0.895	32.62	206.43	201.63	6.32	15	CV
	Travée	6.78	9.87	0.245	0.921	48.29	56.45	201.63	1.17	15	CV

Tableaux VI.3 : Vérification des contraintes à l’ELS.

B. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

h = 30 cm : hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X :

$$q_s = 24.77 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 24.77 \times \frac{3.3^2}{8} = 33.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 33.72 = 25.29 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 28} = 0.00242 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{25.29}{10 \times 33.72} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$q_s = 24.77 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 24.77 \times \frac{4.03^2}{8} = 50.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 50.29 = 37.72 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{13.56}{100 \times 28} = 0.00484 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{37.72}{10 \times 50.29} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII-1- Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- ❖ *Les fondations superficielles.*
- ❖ *Les fondations profondes.*

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

VII.2 Type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

a) *Les fondations superficielles :*

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) *Les fondations profondes :*

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII-2- Etude géotechnique du sol :

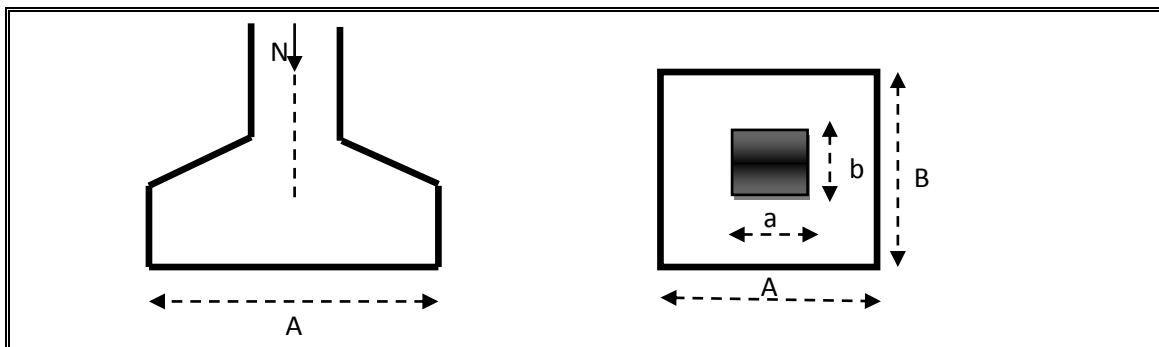
Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Justification le choix d'un radier général :

VII.3-1-Dimensionnement :

a) Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):



Combinaison de calcul	G+Q±E, 0,8G±E (<i>RPA 2003, Art</i>)
Méthode de calcul	$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$, $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
N_{max}	N _{max} = 1178.28
σ_{sol}	σ _{sol} = 0,22 Mpa
Les dimensions adoptées	$B \geq \sqrt{\frac{1178.28}{220}} = 2.30m$ $\Rightarrow A = B = 3m$

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles isolées.

On a la section des semelles sous poteau totale est : $S = n.B^2 = 36 \times (3)^2 = 324 \text{ m}^2$

Avec : n = nombre de poteaux.

La section totale de notre bâtisse à la base est : $S_t = 298,76 \text{ m}^2$

Donc : $S = 324 \text{ m}^2 > 50\% S_t = 149,38 \text{ m}^2$.

Conclusion :

On remarque que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):➤ **Sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 0,22$ MPa).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VL1	714.59	1	3.25	3.50	8	28
VL2	1425.68	1.80	3.60	3.80	2	13.68
$\Sigma =$						41.68

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VT	1530.53	5.10	1.36	1.50	2	15.30
$\Sigma =$						15.30

Tableau VII-3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 41.68 + 15.30 = 56.98 \text{ m}^2$$

➤ **Sous poteaux :**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poteaux	Ns (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C13	296.49	0.276	6	1778.94
C12	740.23	0.426	2.9	2146.67
C11	934.88	0.118	-2.2	-2056.74
C10	525.38	0.141	-6	-3152.28
Σ	2496.98	0,961	/	-1283.41

Tableau VII-4 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

la résultante des charges : $R = \Sigma N_i = 2496.98 \text{ KN}$

Avec :

e : Excentricité de la structure.

e_i : Excentricité de chaque élément.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{-1283.41 + 0.961}{2496.98} = -0.49 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

On a : $e = 0,49 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2496.98}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.49)}{12} \right) = 157.10 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2496.98}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.49)}{12} \right) = 259.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2496.98}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.49)}{12} \right) = 233.57 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q (L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{233,57}{220} = 1,06\text{m}$$

Donc on opte pour **B = 1,10 m**.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S x n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 4 \times (8,9 \times 1,10) + 6 \times (12 \times 1,10) = 118,36 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 118,36 + 56,98 = 175,34 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 298,76 m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{175,34}{298,76} \times 100 = 58,69\%$$

Donc : **S_t > 50% S_{bat}**

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-2- Pré dimensionnement du radier :

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\text{max}}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : K= 40 MPa pour un sol moyen. L_{max}=5.10m. E=10818.865 MPa</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,10\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,07\text{m}$	h=110cm.

	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \frac{510}{8} \leq h \leq \frac{510}{5}$ $63.75 \leq h \leq 102 \text{ cm}$	
Dalle	La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :	$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>avec un minimum de 25cm. $\longrightarrow h_d \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm}$</p>	h_d = 30
Nervure (poutre)		$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$ <p>Soit h_n = 110 cm</p> <p>et 0,4 h_n ≤ b_n ≤ 0,7 h_n</p> <p>0,4 x 110 = 44 ≤ b_n ≤ 0,7 x 110 = 77 cm .</p>	h_n = 110 b_n = 60

Tableau VII-5 : Dimensionnement de radier général.

VII-3-Calcul de la surface nécessaire au radier :

Chargement	Charge permanente de la structure		G = 25091.80KN.
	Charge d'exploitation de la structure		Q = 4294.50KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 25091.80 + 1,5 \times 4294.50 = \mathbf{40315.68KN}$	
	ELS	$N_S = G + Q = 25091.80 + 4294.50 = \mathbf{29386.30KN}$	
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{40315.68}{1,33 \times 220} = \mathbf{137.78m^2}$	
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{29386.30}{220} = \mathbf{133.57m^2}$	
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS}) = \mathbf{137.78 m^2}$		
la surface du bâtiment	$S_{bat} = \mathbf{298.76m^2}$		
Conclusion	<p style="text-align: center;">$S_{bat} = 298.76 m^2 > S_{rad} = 137.78m^2$</p> <p style="text-align: center;">On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire duradier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles duBAEL</p>		
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left(\frac{110}{2} ; 30cm \right) = 55cm$ <p style="text-align: center;">L_{deb} = 55 cm</p>		
Surface de débord	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 84.6 \times 0,55 = \mathbf{46.53m^2}$ <p style="text-align: center;">Avec :</p> $P = (28.1 + 1.1) + (15.7 + 1.1) + (8.9 + 1.1) \times 2 + (6.2 \times 2) + (3.10 \times 2) = 84.6m$		
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 298.76 + 46.53 = \mathbf{345.29m^2}$		

Tableau VII-6 : surface du radier général

VII-4-Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids du bâtiment		G = 25091,80KN.	
Charges permanentes	<i>Poids de la dalle :</i>	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 345.29 \times 0,30 \times 25$	2589,68KN
	<i>Poids des nervures</i>	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{ner} = 0,60 \times (1.10 - 0,30) \times$ $25 \times [(8.9 \times 4 + 12 \times 6) + (28.1 \times 3 + 15.7 \times 1)]$	2491,20 KN
	<i>Poids de TVO</i>	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,60 \times 207.6 = 124.56 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (345,29 - 124,56) \times 0,8 \times 17$	3001,93 KN
	<i>Poids de la dalle flottante</i>	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot e_{dalle\ flottante} \cdot \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 345.29 \times 0,15 \times 25$ $e_{dalle\ flottante} = 15\text{cm.}$	1294.84 KN
			Poids de radier: Σ
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		4294.50 KN
	Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 345,29$		1208,52KN
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 25091.80 + 9377,65$		34469,45 KN
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 4294.50 + 1208,52$		5503,02KN
Combinaisons	A l'ELU : $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 34469.45 + 1,5 \times 5503,02$		54788,29KN
	A l'ELS : $N_S = G + Q = 34469,45 + 5503,02$		39972,47 KN

Tableau VII-7: Sollicitations à la base du radier.

VII-5-Vérifications:

a) *Vérification à la contrainte de cisaillement :*

Contrainte de cisaillement	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{54788,29 \times 1}{345.29} \times \frac{5,10}{2}$ $= 404,62\text{KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{404,62 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,50\text{MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 1,50\text{MPa} < \tau_{adm} = 2,5\text{MPa}.$ Condition vérifiée.

Avec : $b=100$ cm ; $d=0,9h_d=0,9 \times 30=27$ cm

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	14,60m
	Moment d'inertie	$I_{yy} =$	21972,49 m⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 23535.755 + 21005.311 \times 1.1 = 46641.60 \text{ m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54788,29}{345.29} + \frac{46641.60}{21972.49} \times 14.60$ $= 189.67 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54788,29}{417,45} - \frac{46641.60}{21972.49} \times 14.60$ $= 127.68 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 189.67 + 127.68}{4} = 174.17 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 174.17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 292.60 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	PELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39972,47}{345.29} + \frac{46641.60}{21972,49} \times 14.60$ $= 146.76 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39972,47}{345.29} - \frac{46641.60}{21972,49} \times 14.60$ $= 84.77 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 146.76 + 84.77}{4} = 131.26 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 131.26 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 220 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>		

Tableau VII-8: Vérification de la stabilité radier sens longitudinal.

Sens transversal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	6m
	Moment d'inertie	I_{xx}	2475,04m⁴.
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 21781.929 + 6835.107 \times 1.1 = 29300.55 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54788,29}{345.29} + \frac{29300.55}{2475,04} \times 6$ $= 229.70 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54788,29}{345.29} - \frac{29300.55}{2475,04} \times 6$ $= 87.64 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 229.70 + 87.64}{4} = 194.19 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 194.19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{sol} = 292.60 \text{KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	PELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39972,47}{345.29} + \frac{29300.55}{2475,04} \times 6$ $= 186.80 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39972,47}{345.29} - \frac{29300.55}{2475,04} \times 6$ $= 44.73 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 186.80 + 44.73}{4} = 151.28 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 151.28 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 220 \text{KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>		

Tableau VII-9: Verification de la stabilité du radier sens transversal.

VII-5-Ferraillage du radier :

VII-5-1-Ferraillage des panneaux :

Pour le calcul du ferraillage, 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.

❖ *Chargements :*

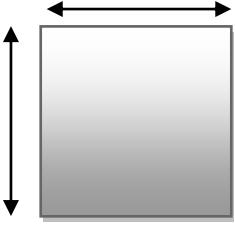
Dimension : Panneau le plus sollicitée	$L_x=3.30m$  $L_y=5.10m$	
Domaine de portance	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(174,17; 194,19)$ $= 194,19KN/m^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(131,26; 151,28)$ $= 151,28KN/m^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(194,19 - \frac{9377.65}{345.29}\right) \times 1m$ $= 167,03KN/ml$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(151,28 - \frac{9377.65}{345.29}\right) \times 1m$ $= 124,12 KN/ml$

Tableau VII-6: *Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.*

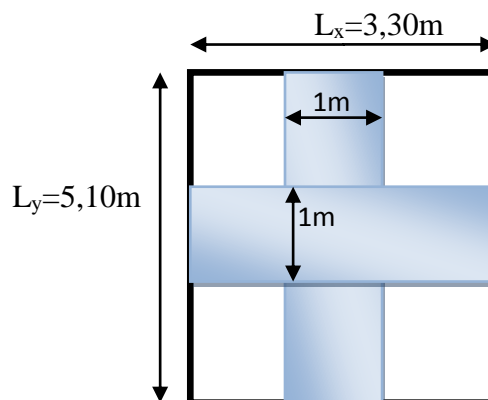
❖ *Sollicitations :*

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2.$$

$$M_x = \mu_y \cdot M_x.$$



	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,64	0,64
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0759	0,0813
μ_y	0,356	0,519
M_{xl}	0,0759 x 167,03 x3,30 ² = 138,06KN. m	0,0813 x 124,12 x 3,30 ² = 109,89KN. m
M_{yl}	0,356x138,06 = 49,15 KN. m	0,519x 109,89 = 57,03KN. m

Tableau VII-10: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

❖ **Correction des moments : $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$.**

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.

ELU :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 138,06 = 103,55 \text{KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 49,15 = 36,86 \text{KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 138,06 = -69,03 \text{KN. m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 49,15 = -24,58 \text{KN. m}$$

ELS :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 109,89 = 82,42 \text{KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 57,03 = 42,77 \text{KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 109,89 = -54,95 \text{KN. m}$$

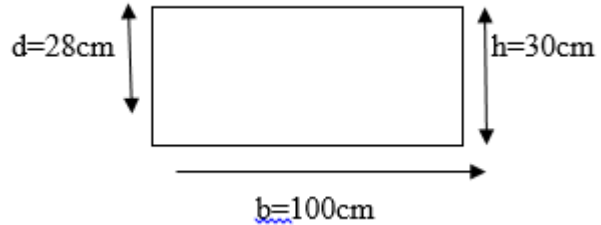
$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 57,03 = -28,52 \text{KN. m}$$

❖ **Ferraillage (flexion simple) :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme $M_x^t = M_y^t$.

On opte le même ferraillage

Avec : $\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$



Sens X-X :

	En travée	En appuis
Le moment	$M_{tx} = 103,55 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 54,95 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,10 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,053 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,947$	$\beta = 0,972$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 11,63 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 6,02 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\% b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,83 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	8HA14=12,31 cm²	8HA12=9,05 cm²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VII-11 : Ferraillage de la dalle de radier à ELU dans le sens X-X.

Sens Y-Y :

	En travée	En appuis
Le moment	$M_{ty} = 36,86 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 28,52 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,036 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,027 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,982$	$\beta = 0,986$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 3,99 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\% b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,83 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	6HA12=6,78 cm²	6HA12=6,78 cm²
Espacement	$S_t = 16 \text{ cm}$	$S_t = 16 \text{ cm}$

Tableau VII-12_: Ferrailage de la dalle de radier à ELU dans le sens Y-Y .

❖ vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L _x :	En travée : S _t = 12,5cm. En appuis : S _t = 12,5cm
	Sens L _y :	En travée : S _t = 16cm En appuis : S _t = 16cm

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	p	$p = q_{um} l_x l_y = 167,03 \times 3,30 \times 5,10 = 2811,11 \text{KN}$
	V _u	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2811,11}{3 \times 5,10} = 183,733$
	$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d}$	$= \frac{183,733 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,6805 \text{MPa}$
	$\bar{\tau}$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 0,6805 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

❖ Vérification a ELS :

Sens X-X :

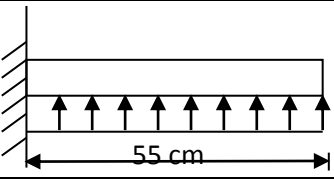
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	12,31	82,42	0,46	0,897	33,54	276,45	348	8,24	15	Cv
appuis	9,05	54,95	0,25	0,920	47,50	326,27	348	6,87	15	Cv

Sens Y-Y

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	6,78	42,77	0,253	0,920	47,50	253,95	348	5,34	15	Cv
appuis	6,78	28,52	0,169	0,920	47,50	169,34	348	3,56	15	Cv

VII-5-2-Ferraillage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L=0,55 m.
	ELU : $P_u = q_u$	167,03 KN/ml
	ELS : $P_s = q_s$	124,12 KN/ml
sollicitation	$M_z = q_u \cdot x^2 / 2$	$M_z = -25,26 \text{ KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	$M_z = -18,77 \text{ KN.m (ELS)}$

❖ Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,024 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,988$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,72 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$
$A_p = 3,26 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 = 4,52 cm ² Avec un espacement : $S = 25 \text{ cm} \leq S_{\max} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.		
Les armatures de répartition	$A/4$	1,13 cm²
4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement : $S = 25 \text{ cm} < S_{\max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.		

Tableau VII-12 : Ferraillage du débord à ELU.

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculée $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 27} = 0,16$ $\beta = 0,934$; $k = 60,76$	$\sigma_s = 164,67 \text{ MPA}$

b) Vérification des contraintes dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{164,67}{60,76}$	$\sigma_b = 2,71 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$2,71 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

VII-5-3-Ferraillage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

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	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

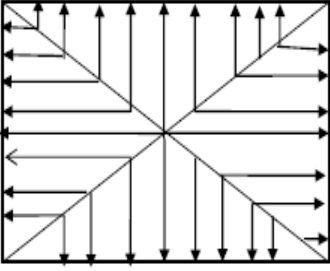
Cas de chargement triangulaire :		Moment fléchissant : $I_m = 0.333x I_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25x I_x$
---	---	--

Tableau VII-13: répartitions simplifiées des chargements.

❖ *Déterminations des charges :*

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(194,19 - \frac{9377,65}{345,29} - \frac{2491,20}{124,6} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$= 147,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(151,28 - \frac{9377,65}{345,29} - \frac{2491,20}{124,6} \right) \times 1 \text{ ml} = 104,12 \text{ KN/ml}$$

❖ *Sollicitations :*

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

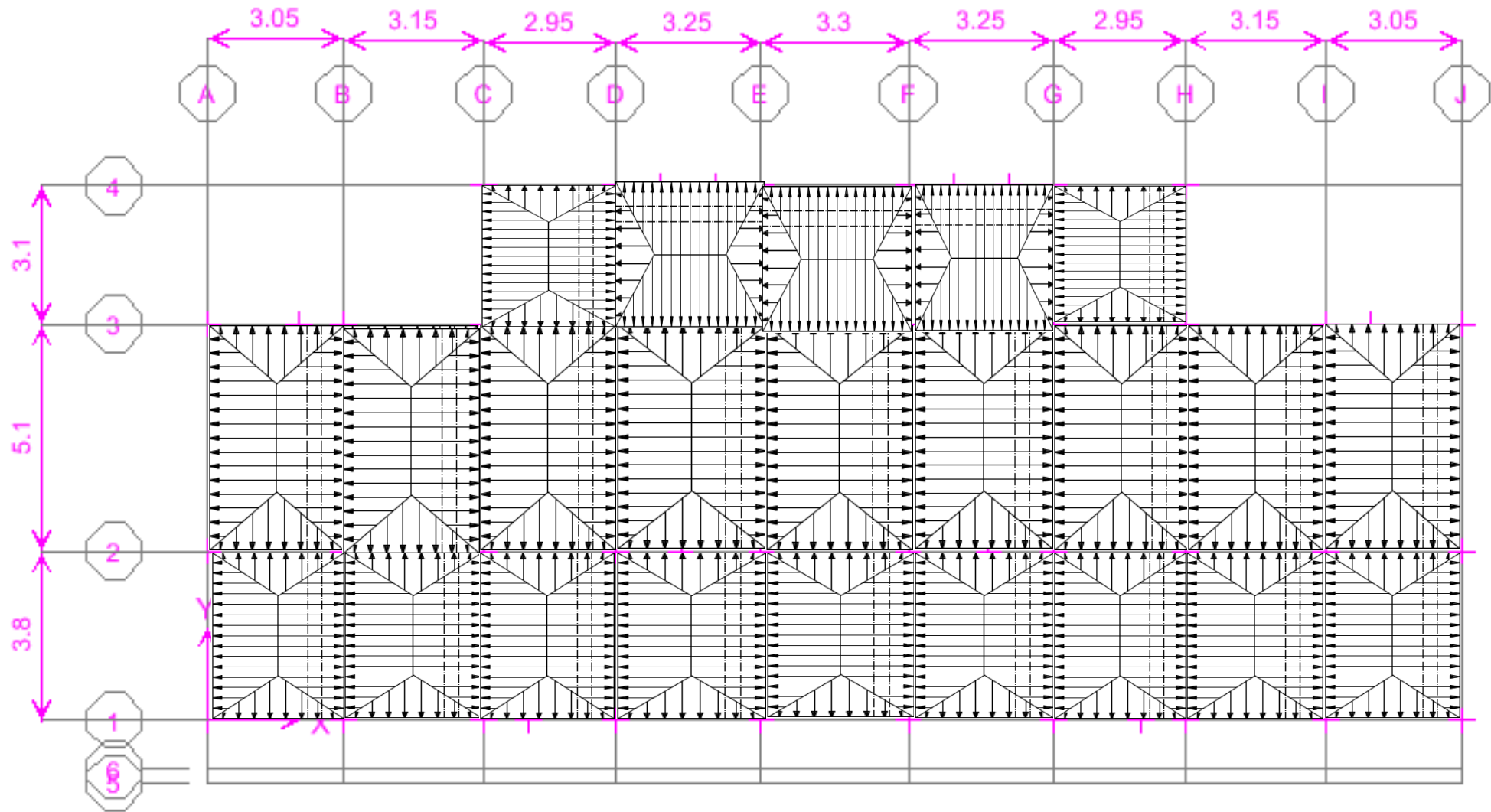
$$Q_S = q_s I_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :



	travée	L	Panneaux	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut
FILS (2)	2A-2B	3,05	SUP	0.598	triangulaire	1.015	0.762	147.04	104.12	149.34	105.74	298.68	211.49	113.87	227.74
	2I-2J		INF	0.802	triangulaire	1.015	0.762	147.04	104.12	149.34	105.74			113.872	
	2B-2C	3,15	SUP	0.617	triangulaire	1.048	0.787	147.04	104.12	154.23	109.21	308.47	218.43	121.46	242.92
	2H-2I		INF	0.828	triangulaire	1.048	0.787	147.04	104.12	154.23	109.21			121.46	
	2C-2D	2,95	SUP	0.578	triangulaire	0.982	0.737	147.04	104.12	144.44	102.28	288.88	204.56	106.52	213.056
	2G-2H		INF	0.776	triangulaire	0.982	0.737	147.04	104.12	144.44	102.28			106.52	
	2D-2E	3,25	SUP	0.637	triangulaire	1.082	0.812	147.04	104.12	159.13	112.68	318.26	225.36	129.29	258.59
	2F-2G		INF	0.855	triangulaire	1.082	0.812	147.04	104.12	159.13	112.68			129.29	
	2E-2F	3,30	SUP	0.647	triangulaire	1.09	0.825	147.04	104.12	161.58	114.41	323.16	228.83	133.30	266.61
	INF		0.868	triangulaire	1.09	0.825	147.04	104.12	161.58	114.41	133.30				
FILS (C)	1-2	3,80	gauche	0.828	trapézoïdal	1.214	1.033	147.04	104.12	178.54	126.42	351.85	249.15	184.58	363.19
			droit	0.776	trapézoïdal	1.178	1.030	147.04	104.12	173.31	122.72			178.60	
	2-3	5,10	gauche	0.617	trapézoïdal	1.374	1.274	147.04	104.12	202.13	143.13	394.83	279.58	257.64	494.31
			droit	0.578	trapézoïdal	1.310	1.228	147.04	104.12	192.69	136.44			236.67	
	3-4	3,10	gauche	0	/	0	0	147.04	104.12	0	0	151.416	107.21	0	122.21
			droit	0.959	trapézoïdal	1.029	0.807	147.04	104.12	151.41	107.21			122.21	

- ❖ DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNEE :
- *Sens longitudinal : fils 2*

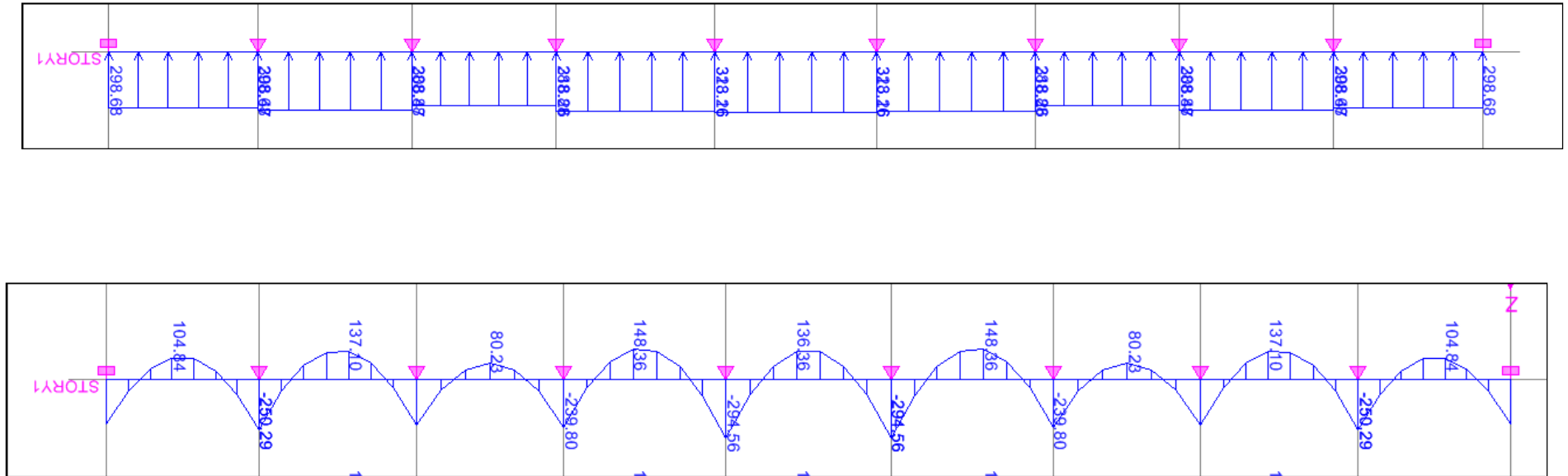
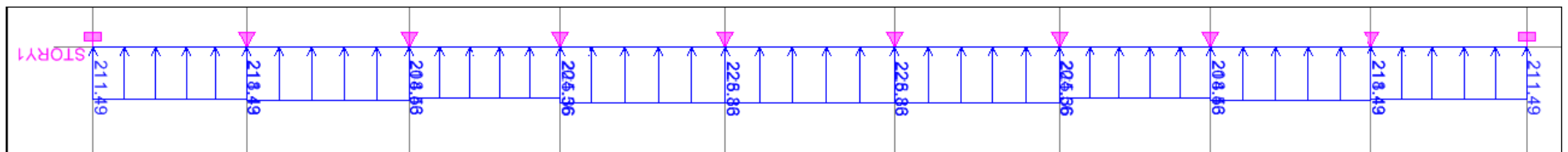


Figure VII-2: Diagramme des moments fléchissant à ELU .



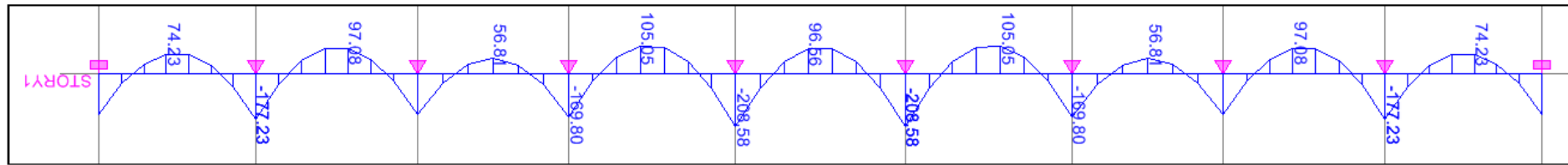


Figure VII-3: Diagramme des moments fléchissant à ELS.

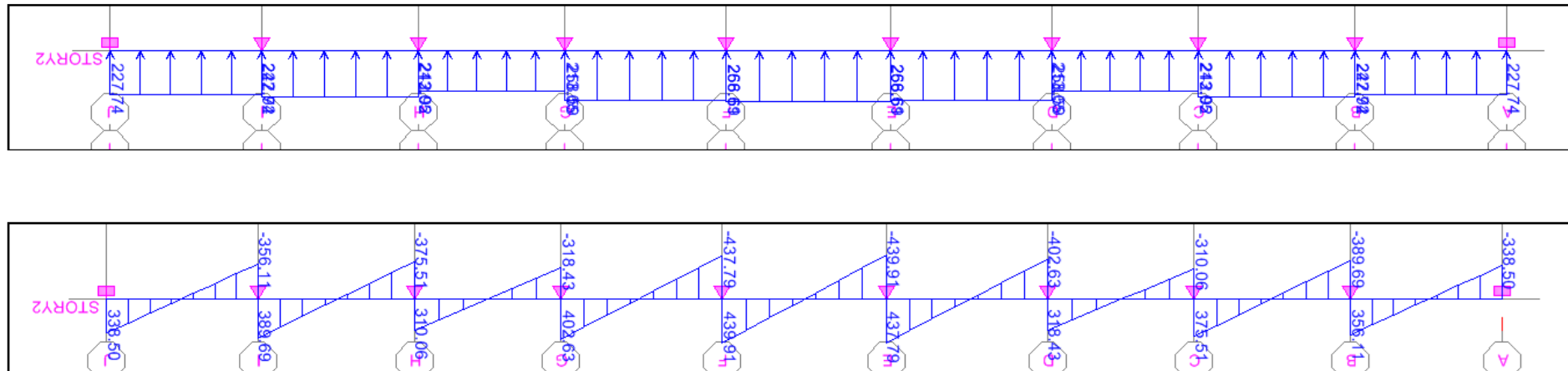


Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

Conclusion :

Les efforts max	ELU	ELS
<i>Moment fléchissant</i>	$M_{max} = 148.36 \text{KN.m}$ en travée	$M_{max} = 105.05 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 294.56 \text{KN.m}$ au appui	$M_{max} = 208.58 \text{KN.m}$ au appui
<i>L'effort tranchant</i>	$T_{max} = 439.91 \text{KN}$	/

- *Sens transversal : fils C :*

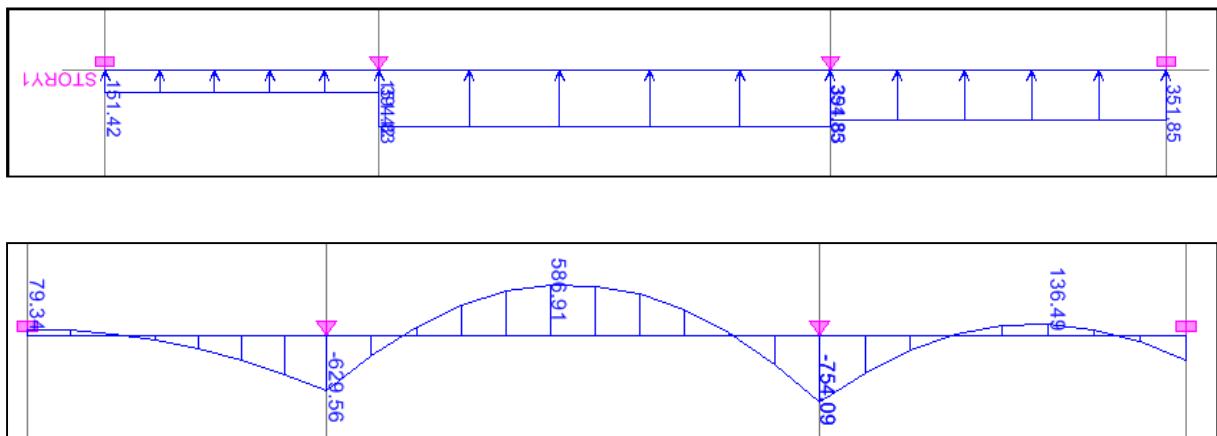


Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à ELU .

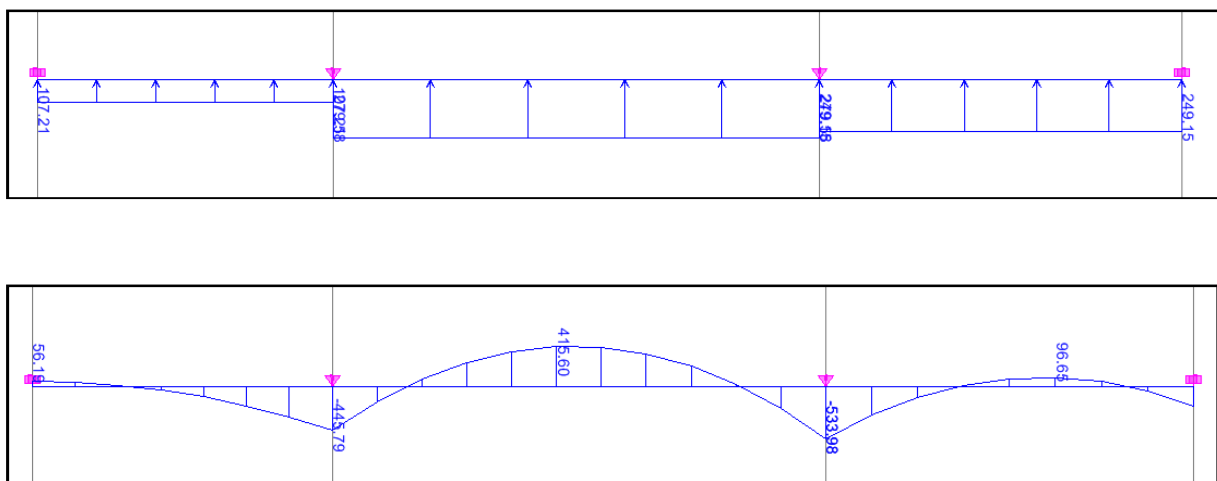


Figure VII-6 : Diagramme des moments fléchissant à ELS .

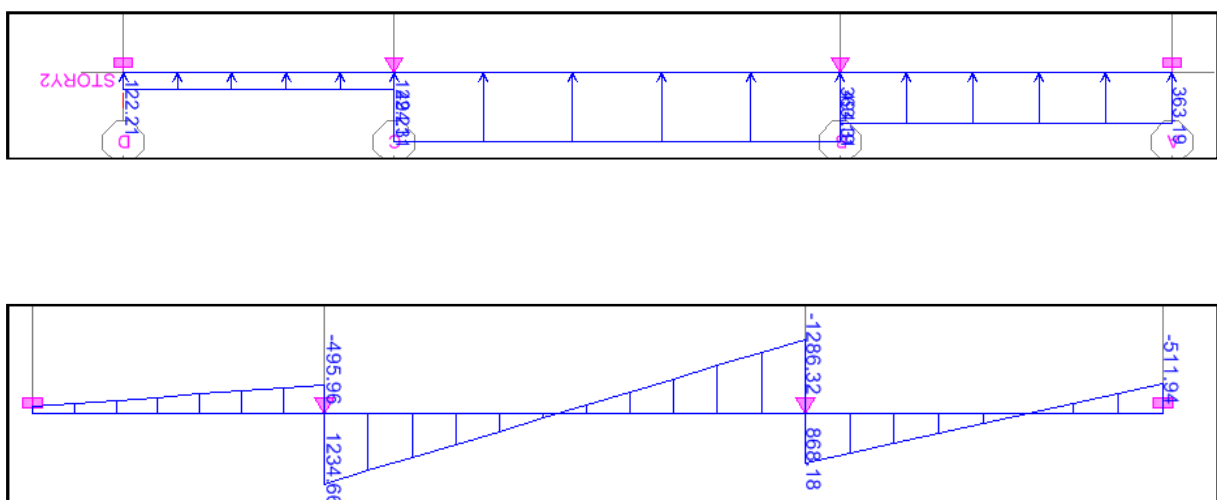


Figure VII-7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

❖ *Ferraillage de la nervure :*a) *Armatures longitudinales* : $b=60$ cm $d=105$ cm.

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.m)	μ	Obs	β	A(cm ²)	choix d'armature(cm ²)
Fils 2	travée	148,36	0,016	SSA	0,992	4,09	6HA14=9,23
	appuis	294,56	0,032	SSA	0,984	8,19	6HA14=9,23
Fils C	travée	586,91	0,062	SSA	0,968	16,59	6HA16+6HA12= 18,84
	appuis	754,09	0,08	SSA	0,958	21,54	6HA16+6HA16=24,12

Tableau VII-12: Le ferraillage adopté pour la nervure.

b) *Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :*

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$ mm Soit : $\phi = 8$ mm	
Espacement	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $= \min\{27,5; 24\} = 10$ cm
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55$ cm Soit : $S_t = 20$ cm
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)	$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 60$ $= 1,8$ cm ² Soit : $A_t=6HA8=3,01$ cm ² (un cadre et un étrier).	

c) *Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :*

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

❖ *Vérification à l'ELU :*a) *Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :*

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 7,6 \text{ cm}^2$$

 $A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
b) *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 : $T_u^{\max} = 439,81 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{439,81 \times 1000}{600 \times 1050} = 0,70 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 1286,32 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{1286,32 \times 1000}{600 \times 1050} = 2,04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

❖ *Vérification à l'ELS :*

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	9,23	105,05	0,147	0,937	64,37	115,68	348	1,80	15	CV
	Appuis	9,23	208,58	0,147	0,937	64,37	229,69	348	3,57	15	CV
yy	Travée	18,84	415,60	0,299	0,914	43,14	229,85	348	5,33	15	CV
	Appuis	24,12	533,98	0,388	0,904	37,08	233,23	348	6,29	15	CV

CONCLUSION GENERALE

Conclusion

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil. Et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude, et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur en Algérie.

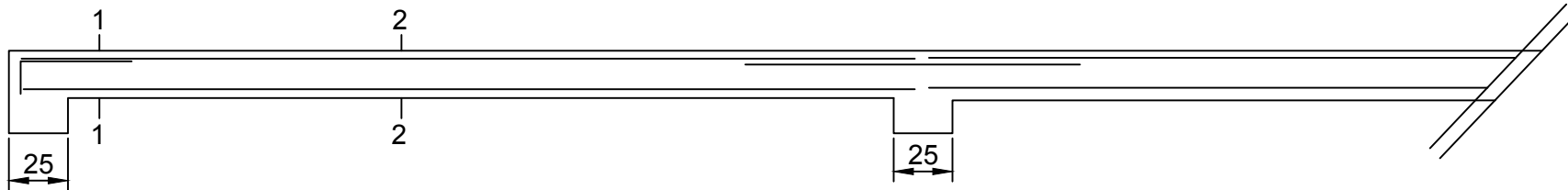
Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via

ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

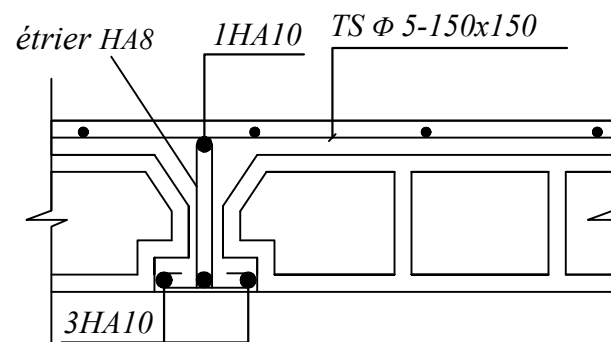
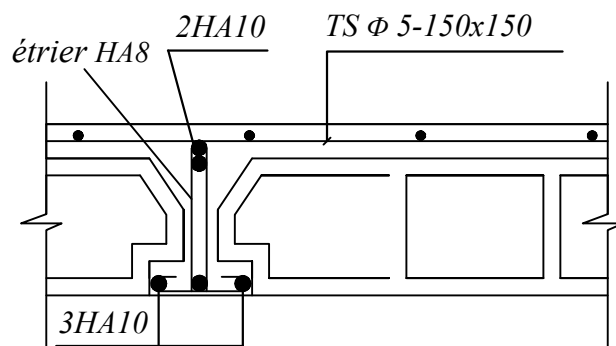
Bibliographie

- + Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- + Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- + Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- + Document technique réglementaire DTR.B.C.2.2.
- + Tables de Pigeaud et table de calcul a l'ELU et l'ELS.
- + Cours et TD (Béton, MDS, DDS et RDM).
- + Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- + Cours de ETABS (M^R.BENYAHJ.K)



Coupe 1 - 1

Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

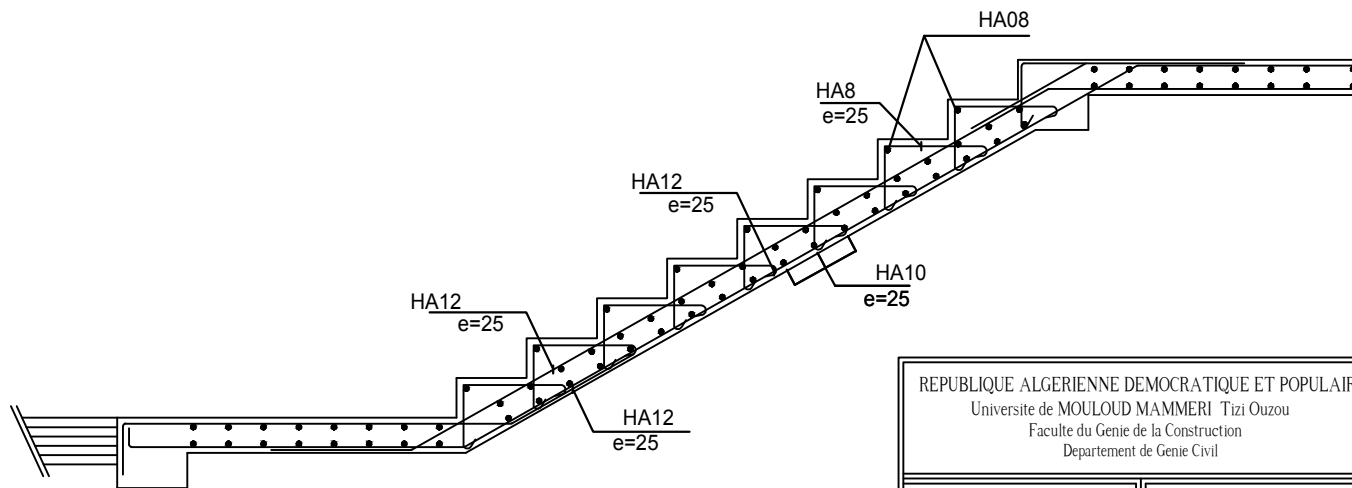
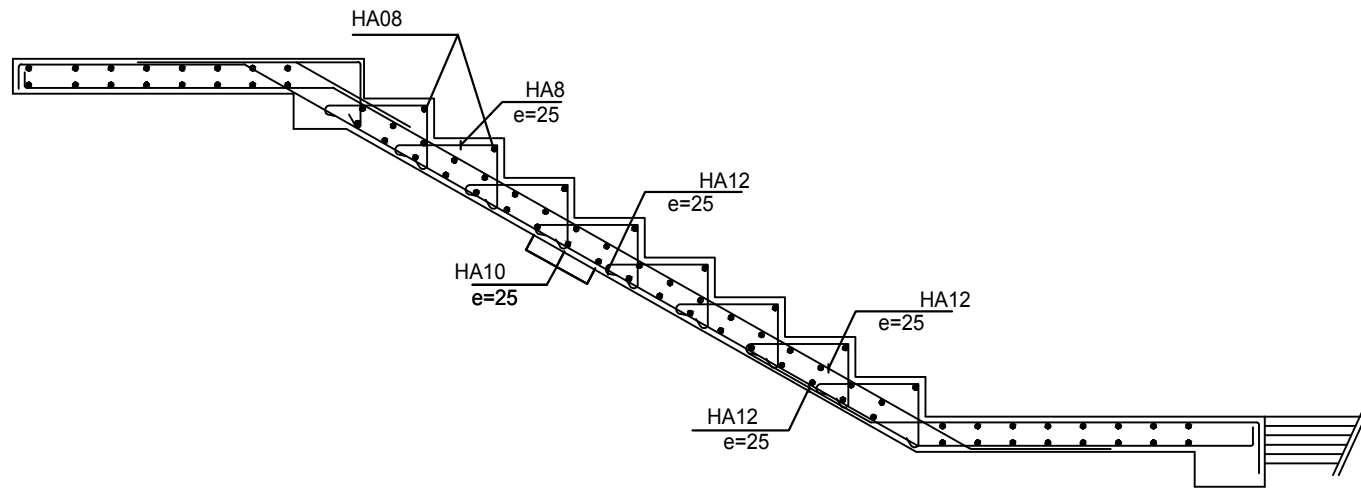
Mme ALKAMA . F

ETUDIER PAR:

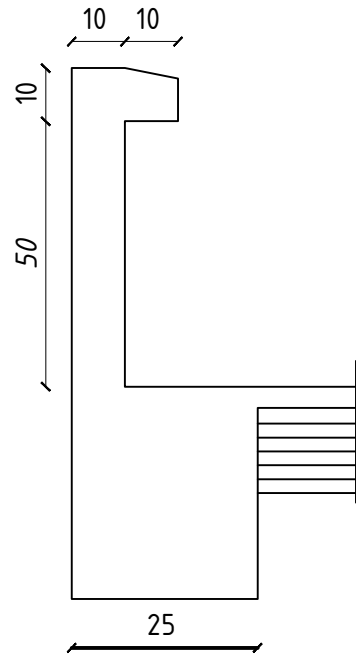
ZAQUI Rabah Abdethakim
YAHY Syphax

Ferrailages de

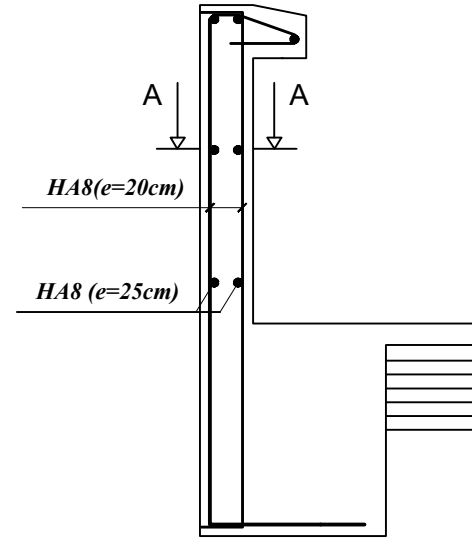
Plancher et poutrelles



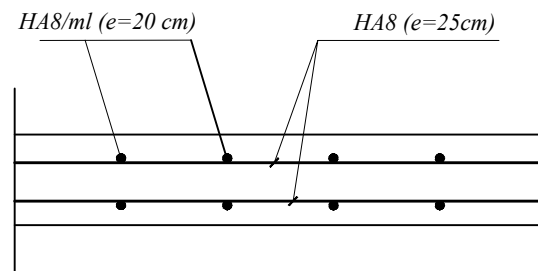
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mme ALKAMA . F	Ferrailages de L'Escalier
ETUDIÉ PAR : ZAOU Rabah Abdouhakim YABI Syphax	



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



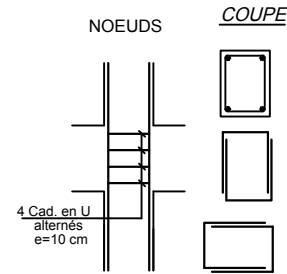
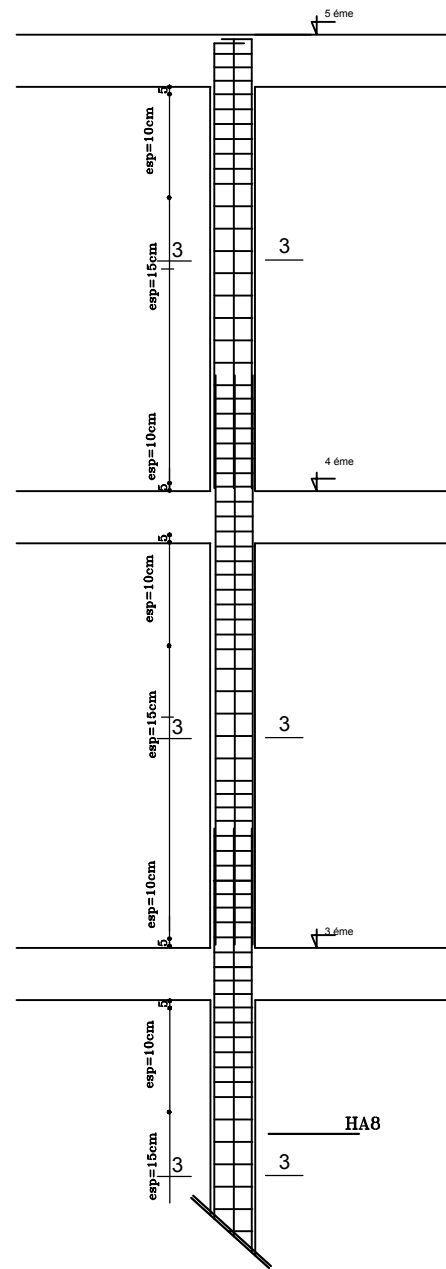
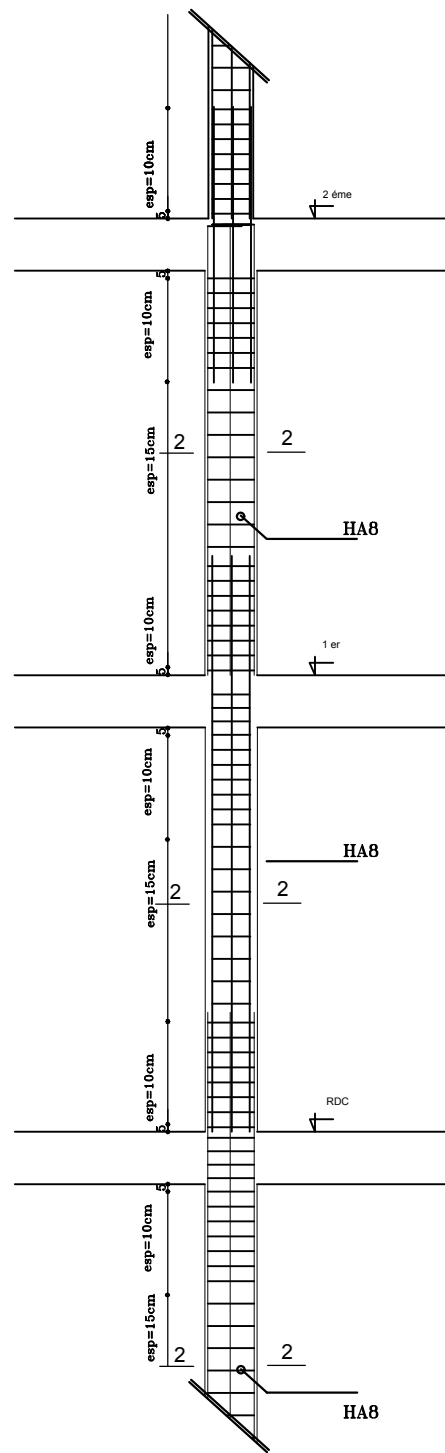
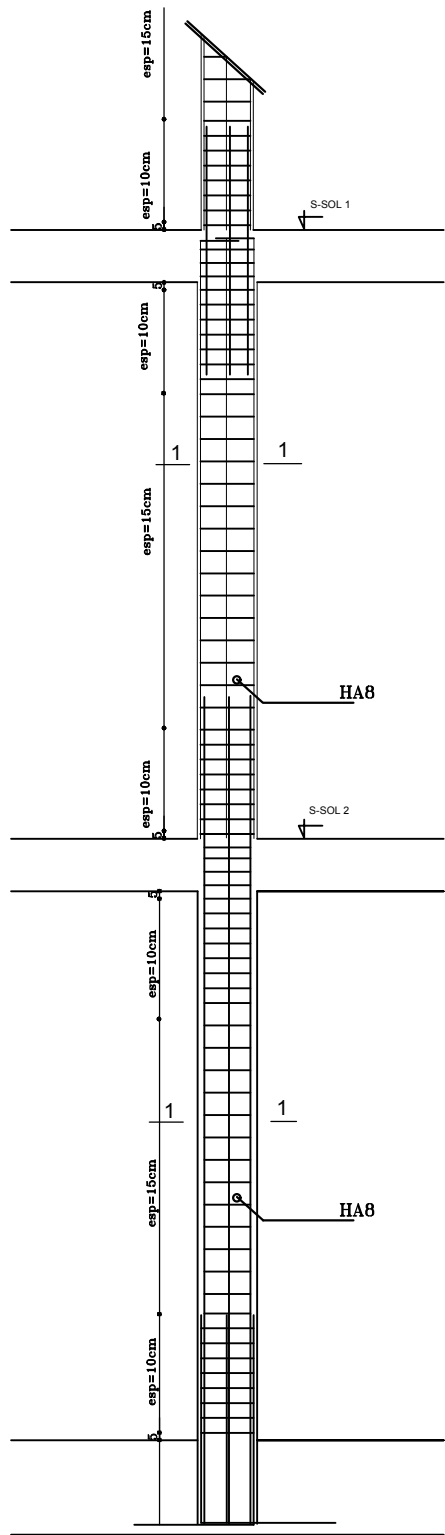
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

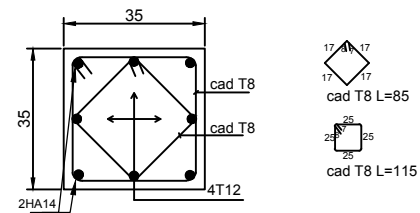
DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

ETUDIANT PAR :
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHI Syphax

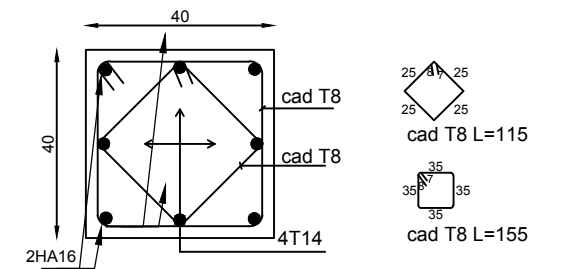
Ferrailages
 de L'Acrotère



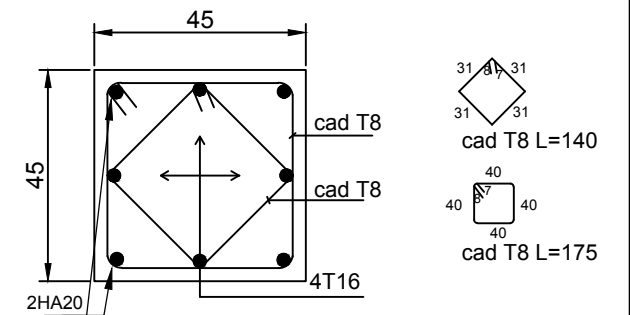
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



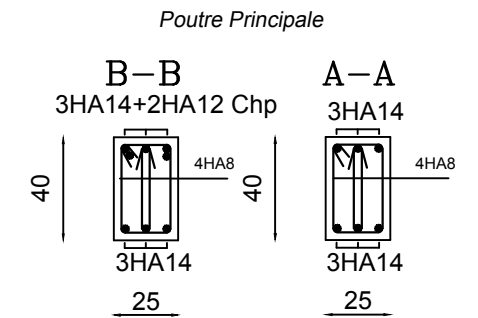
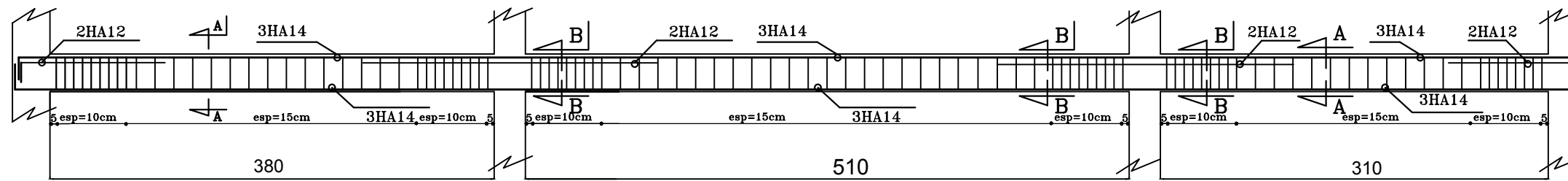
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

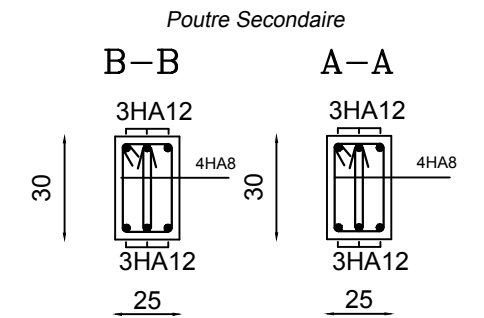
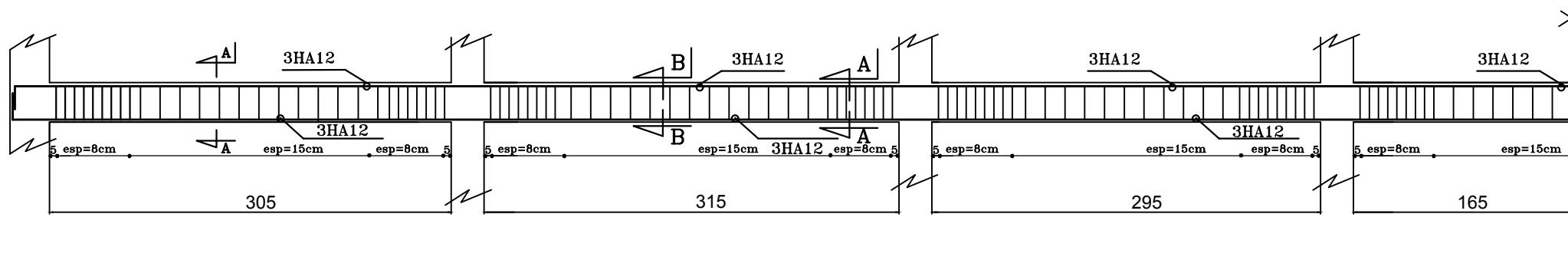
ETUDIER PAR:
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHY Syphax

Ferraillages
 des poteaux

Exemple de ferrailage des Poutres Principales

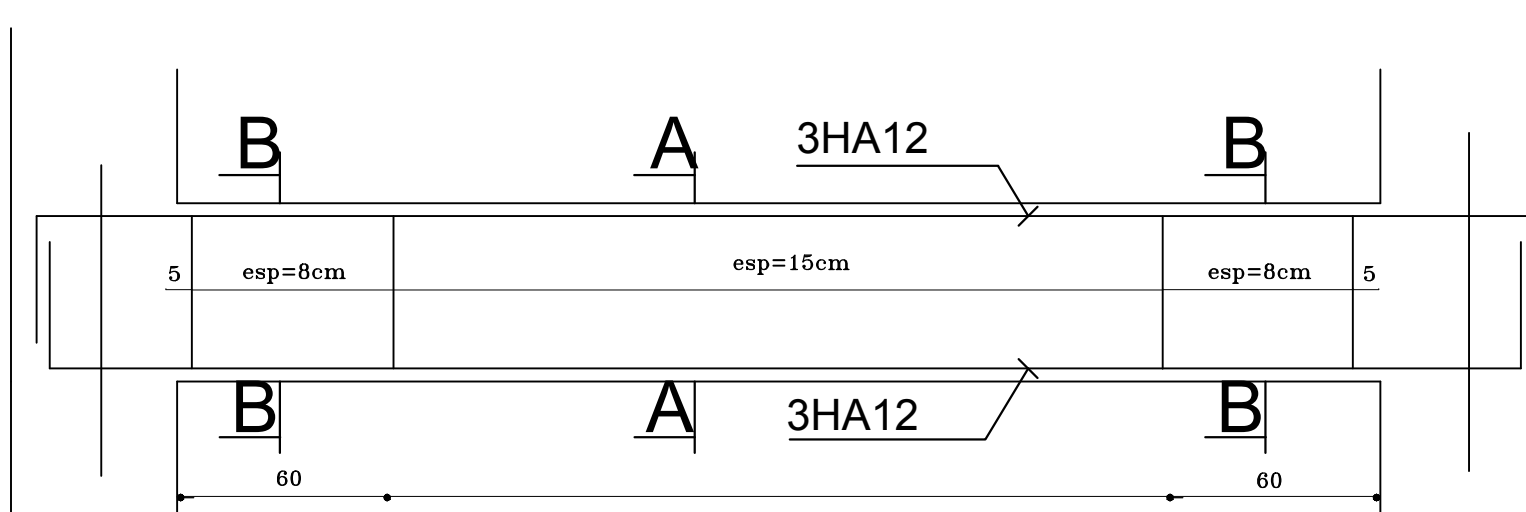


Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire

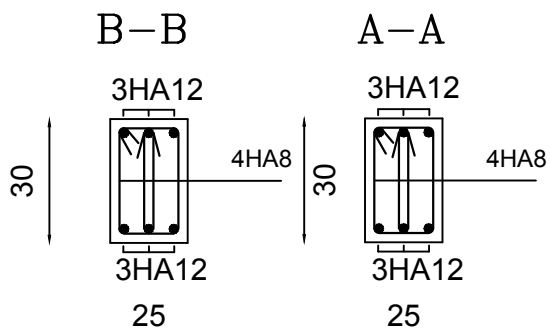


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mme ALKAMA . F	Ferrailages des Poutres
ETUDIER PAR: ZAOUI Rabah Abdelhakim YAHY Syphaz	

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :(25x30)



Poutre palier



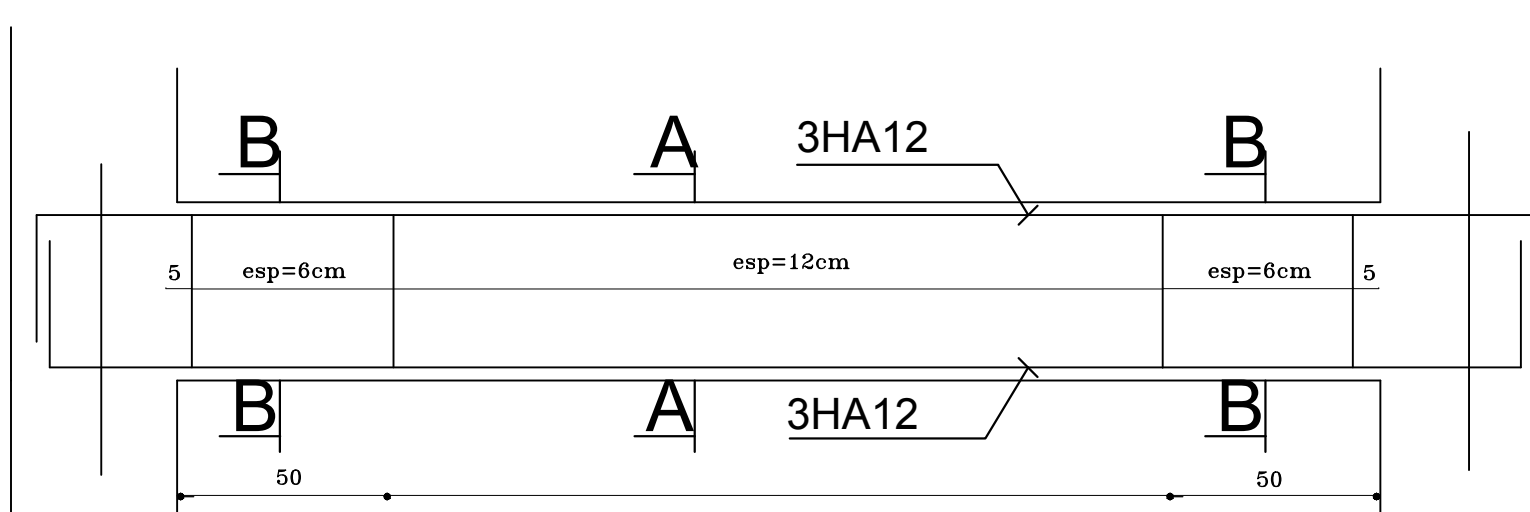
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

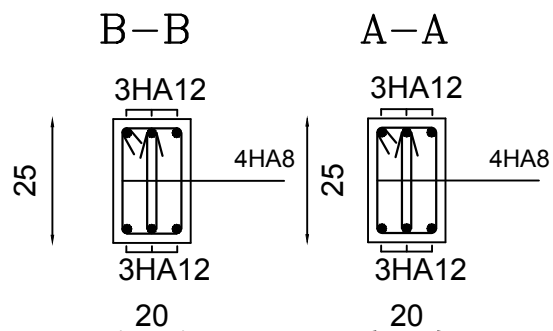
ETUDIER PAR:
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHY Syphax

Ferrailages de
 POUTRE PALIERE

FERRAILLAGE DE LA POUTRE CHAINAGES :(20x25)



Poutre Secondaire



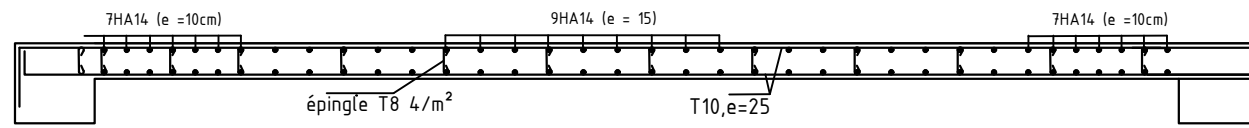
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

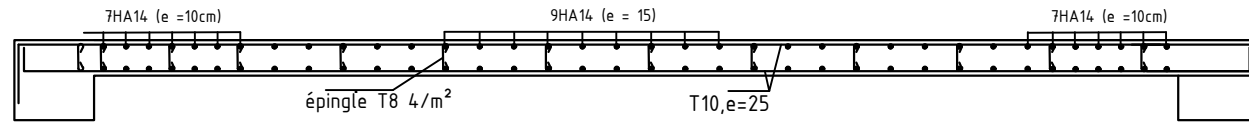
ETUDIER PAR:
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHY Syphax

Ferrailages de
 POUTRE de chainage

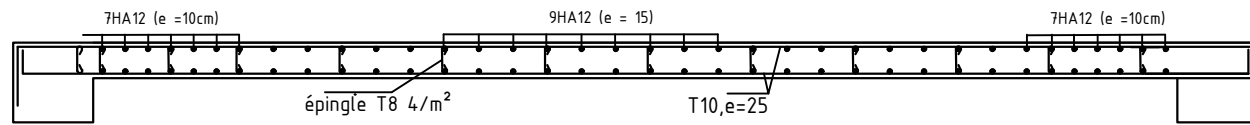
Ferrailage voile de 5,10 m Zone I



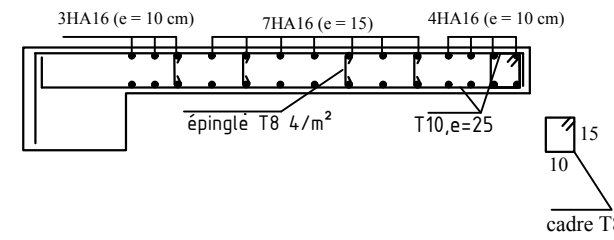
Ferrailage voile de 5,10 m Zone II



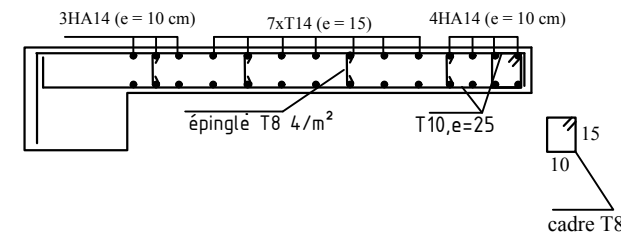
Ferrailage voile de 5,10 m Zone III



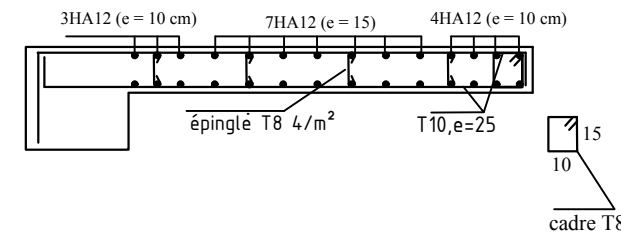
Ferrailage voile de 1,80 m Zone I



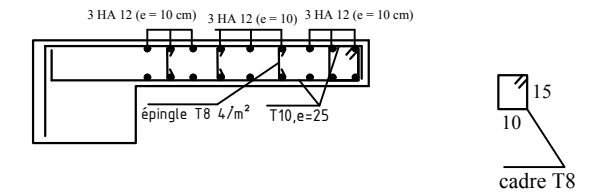
Ferrailage voile de 1,80 m Zone II



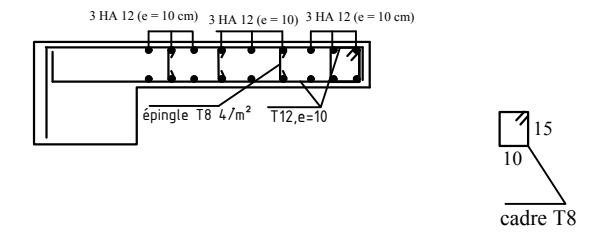
Ferrailage voile de 1,80 m Zone III



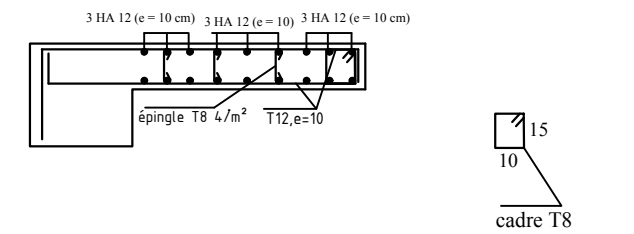
Ferrailage voile de 1m Zone I



Ferrailage voile de 1m Zone II



Ferrailage voile de 1m Zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERRI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

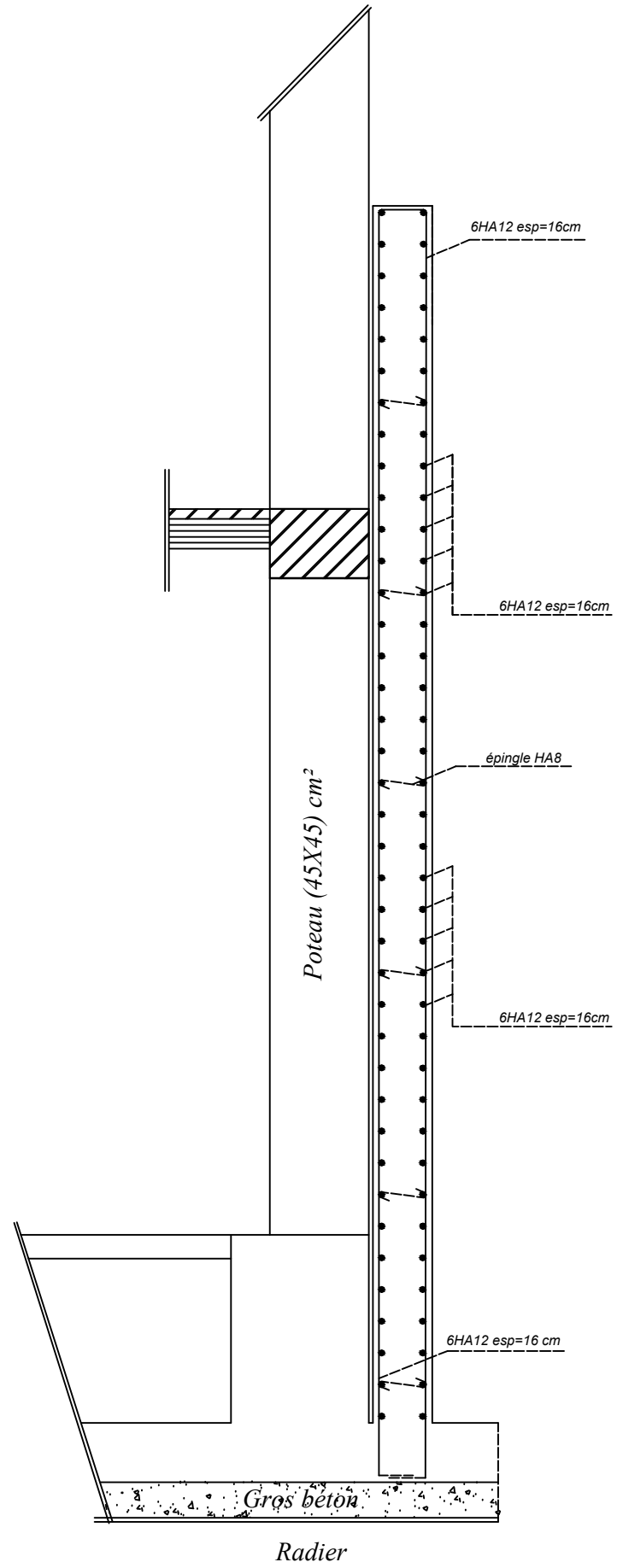
DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

ETUDIERS PAR : **ZAOUI Rabah Abdelhakim**
YABI Syphax

**Ferrailages
 des VOILES**

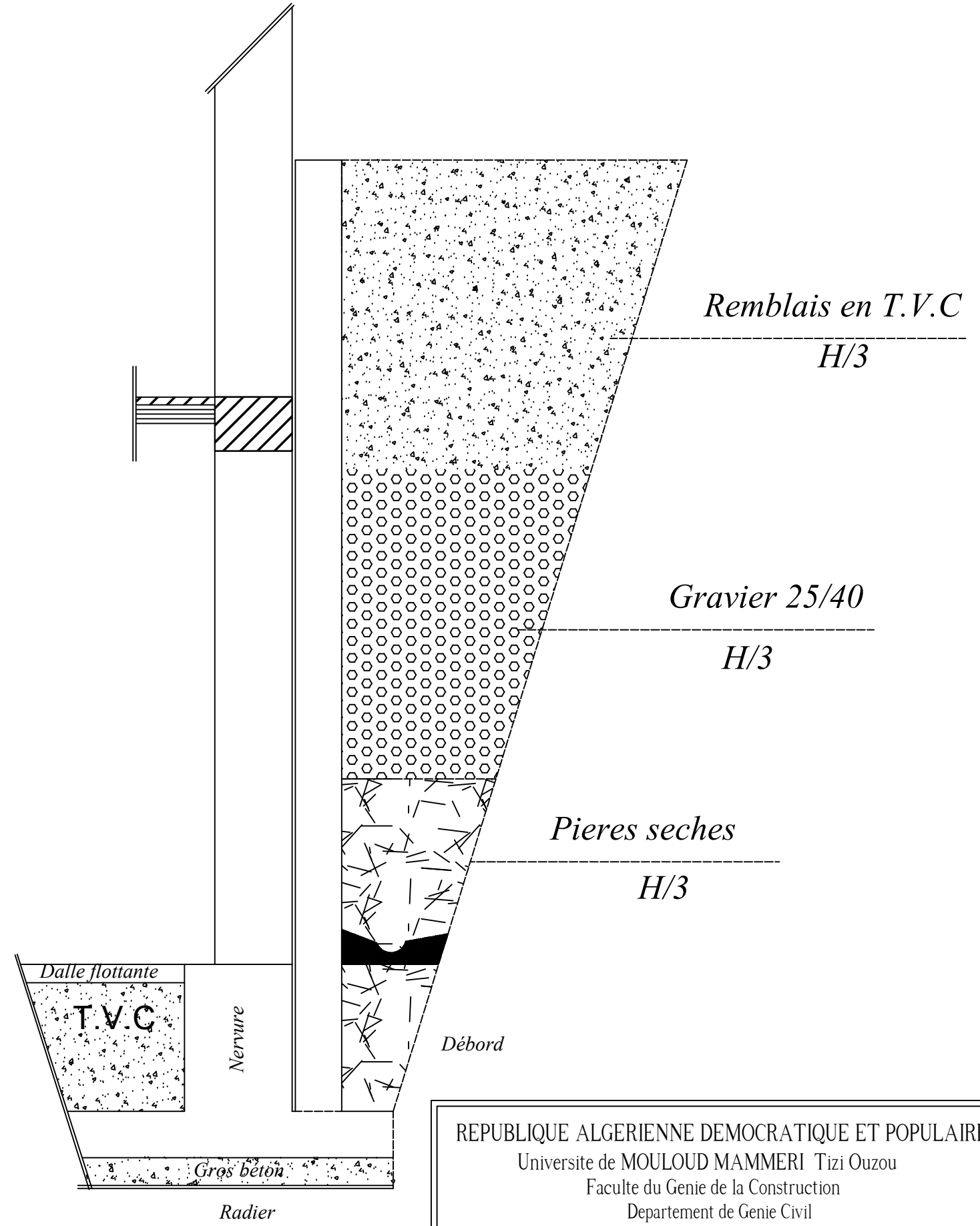
2,38

4.03



2,38

4.03



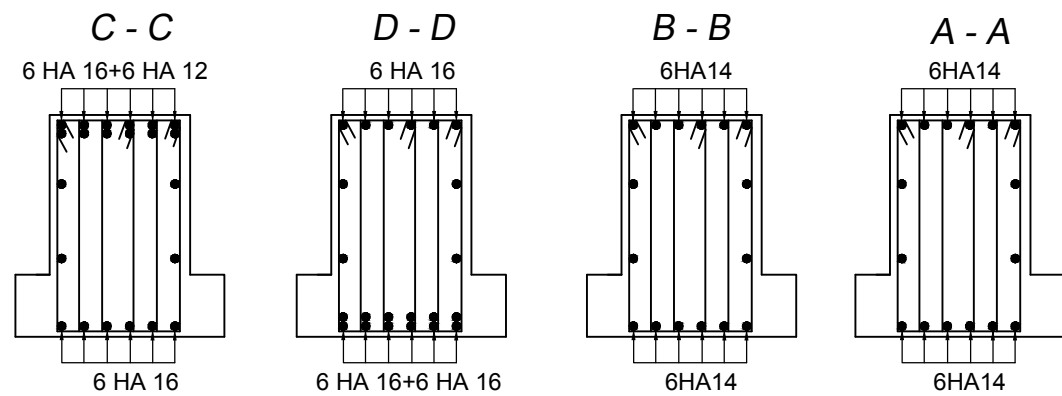
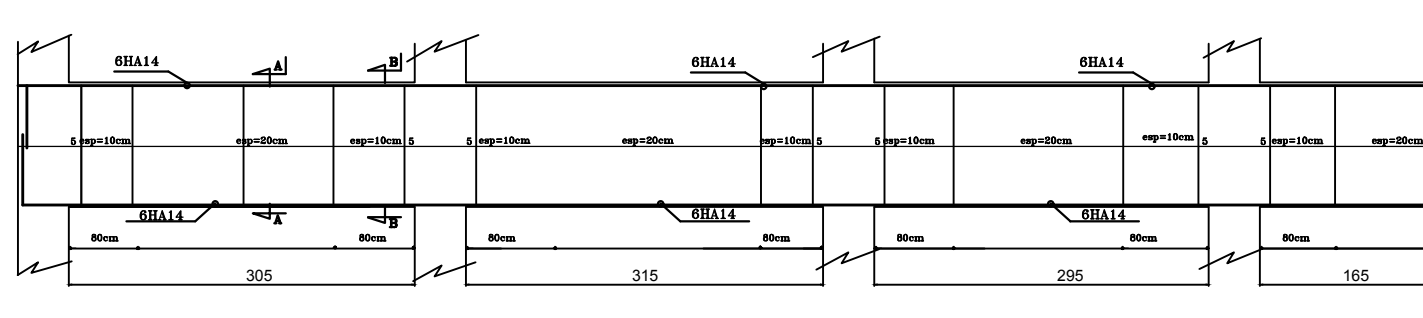
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

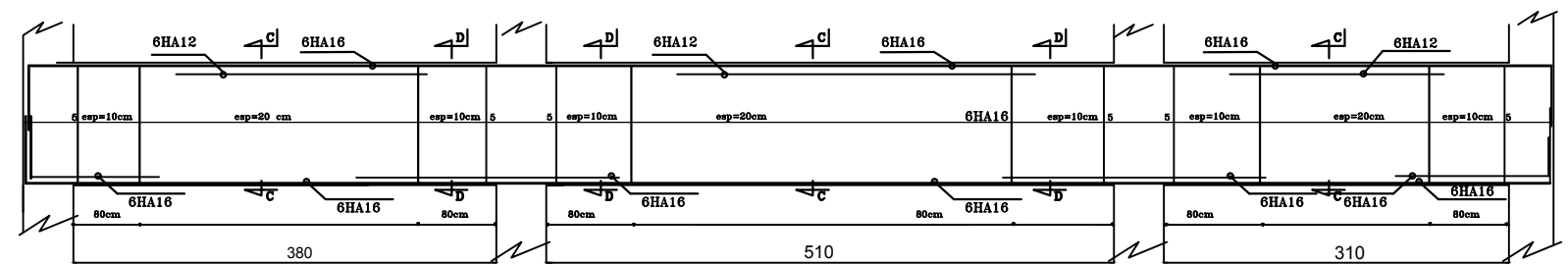
ETUDIER PAR:
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHY Syphax

Ferrailages
 du Mur plaque

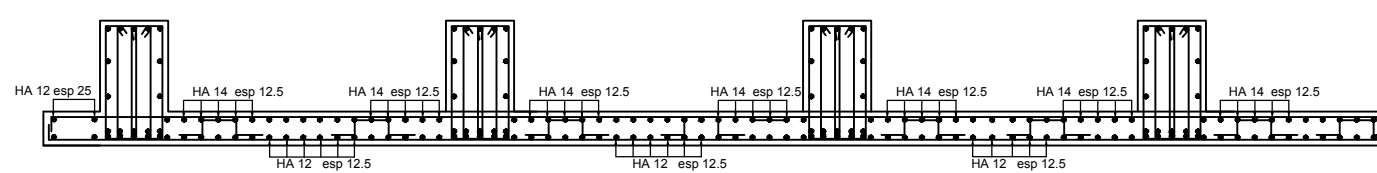
Exemple de ferrailage de Nervure Fils 2



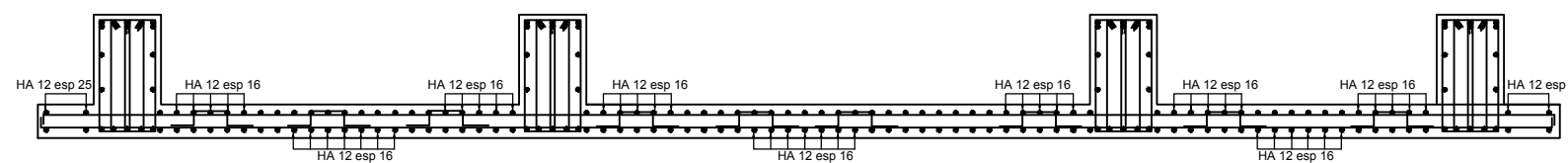
Exemple de ferrailage de Nervure Fils C



Exemple de ferrailage de Radier sens xx



Exemple de ferrailage de Radier sens yy

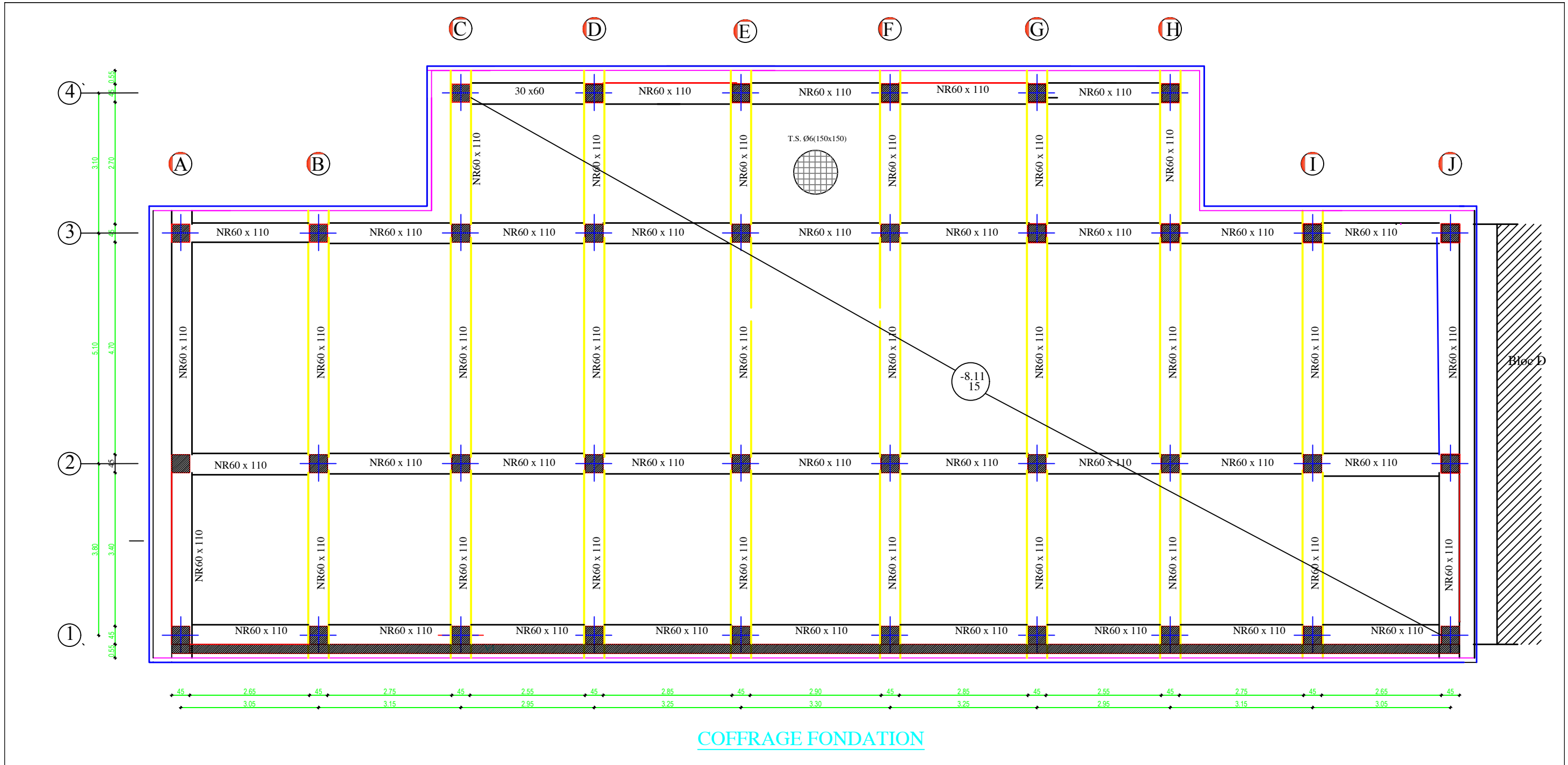


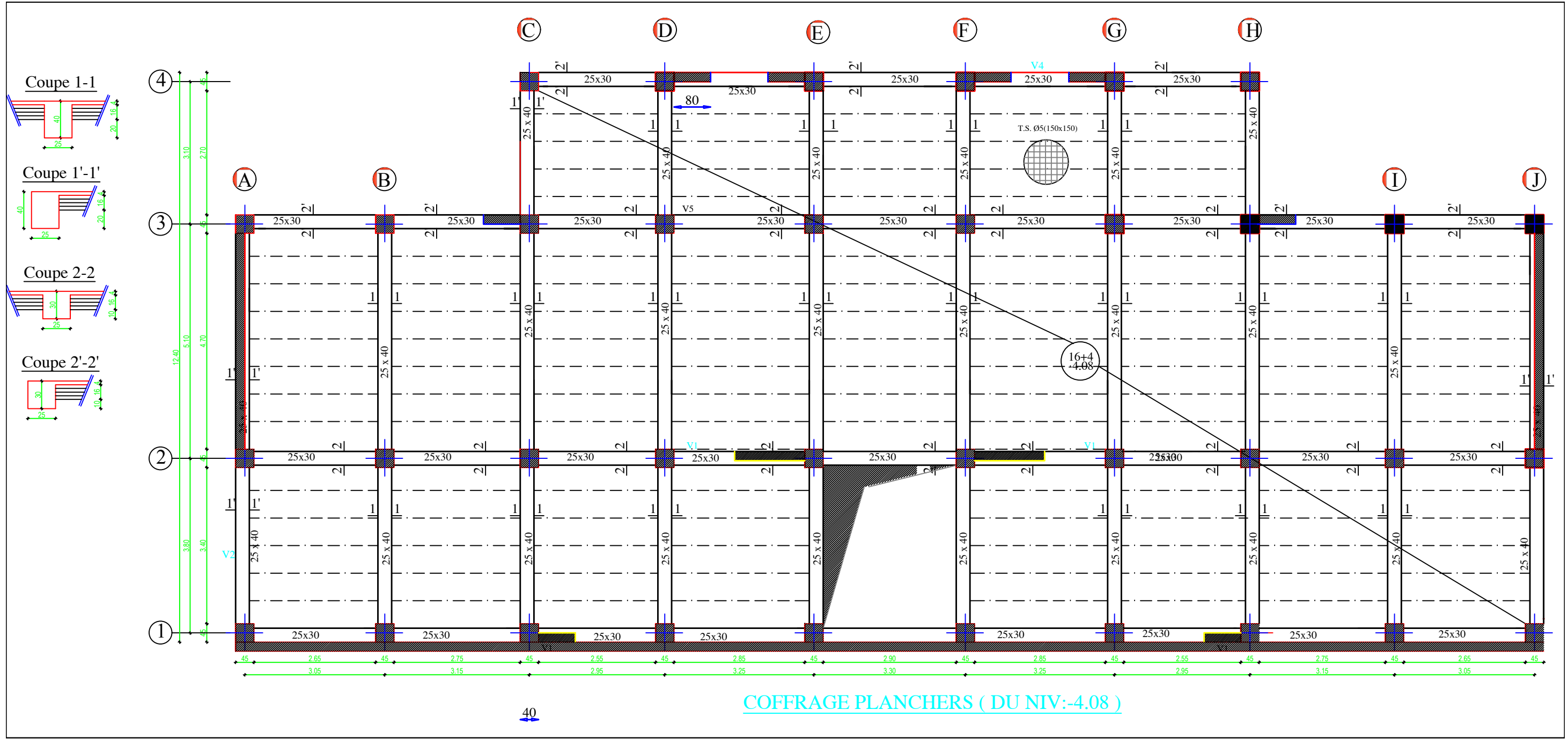
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA . F

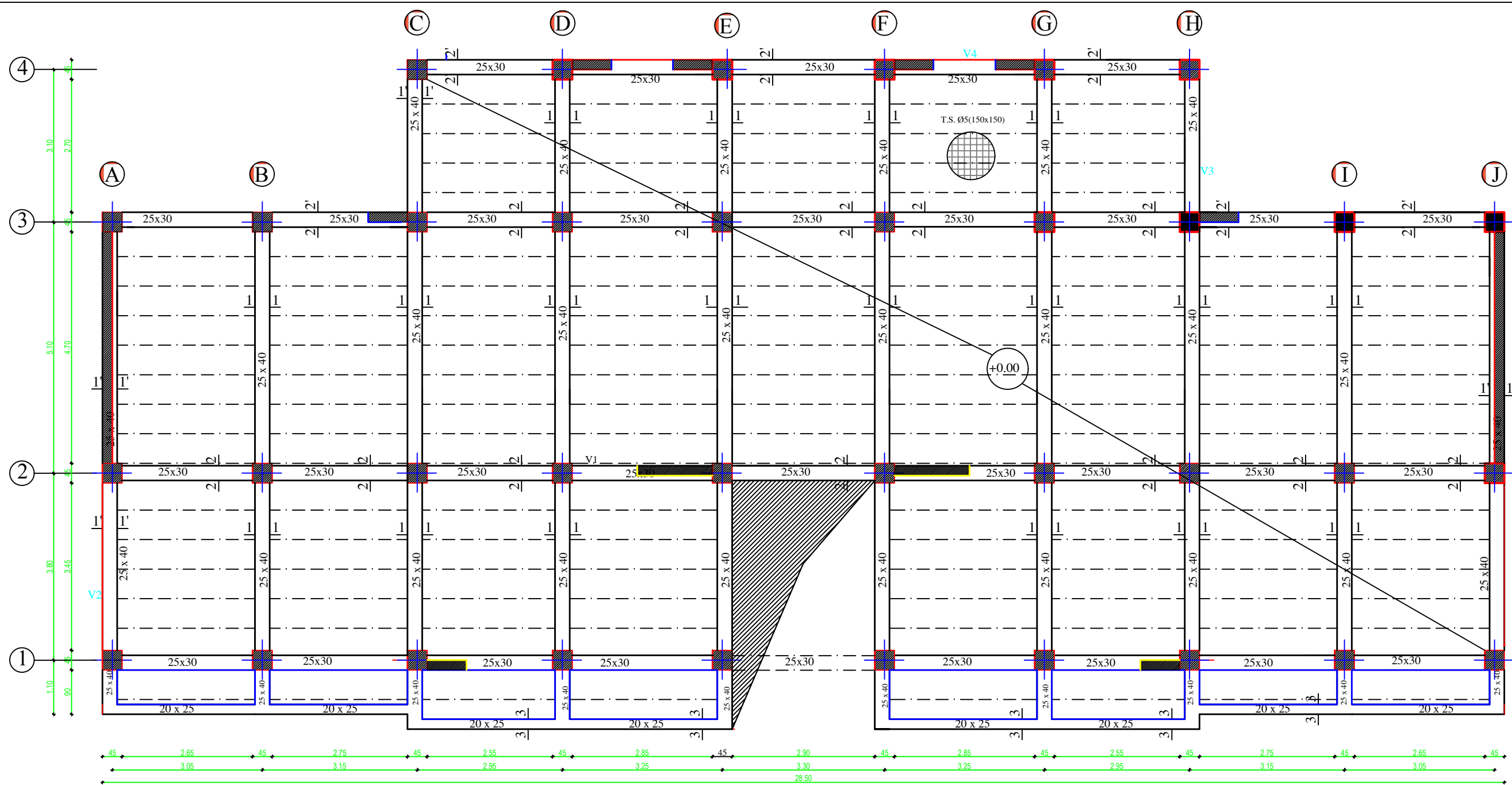
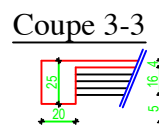
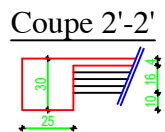
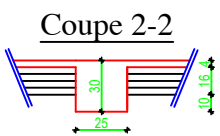
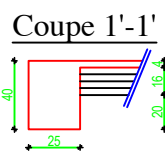
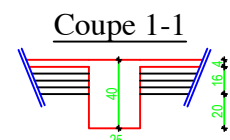
ETUDIER PAR:
 ZAOUI Rabah Abdelhakim
 YAHY Syphaz

Ferrailages
 de Radier

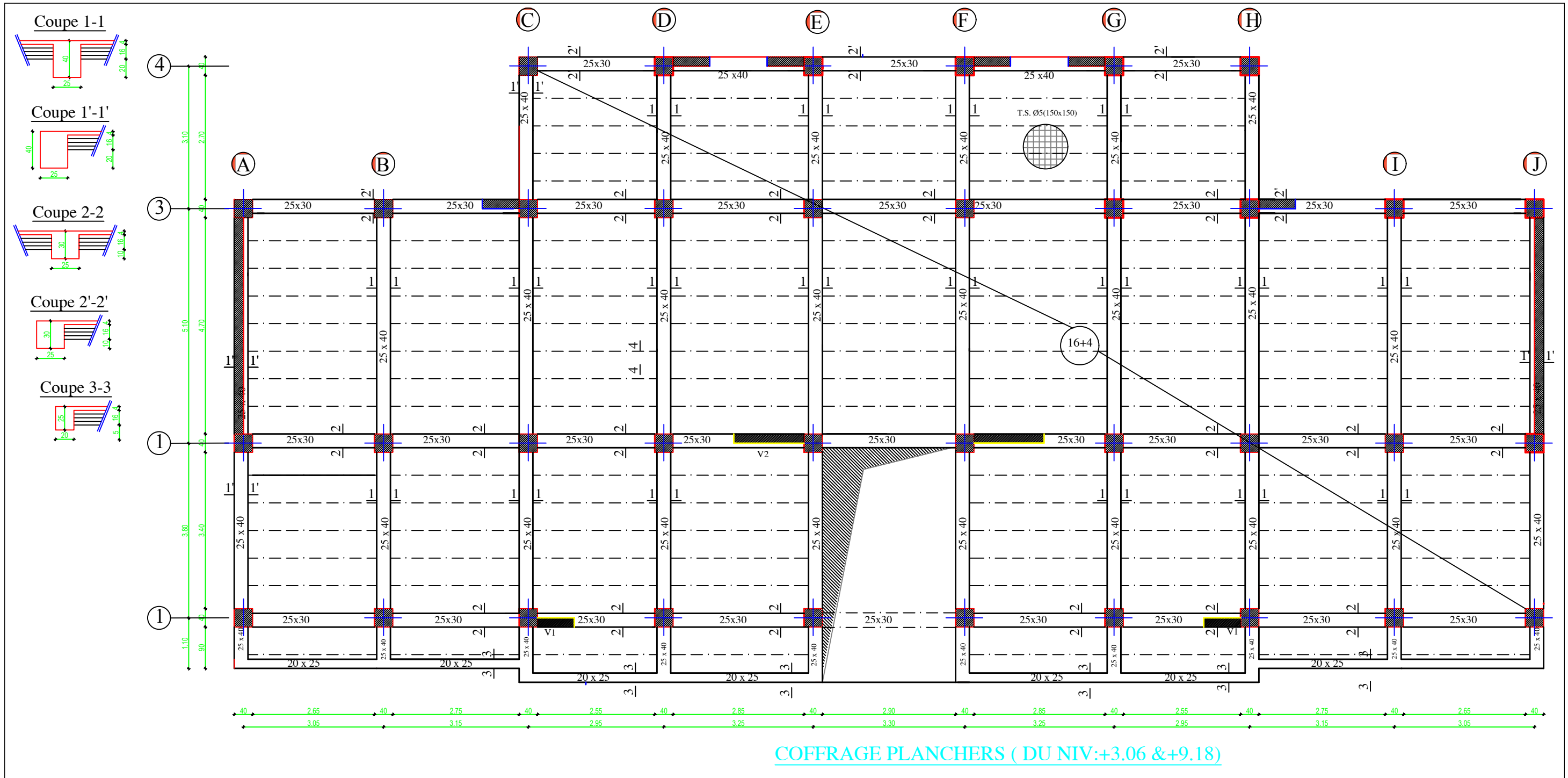


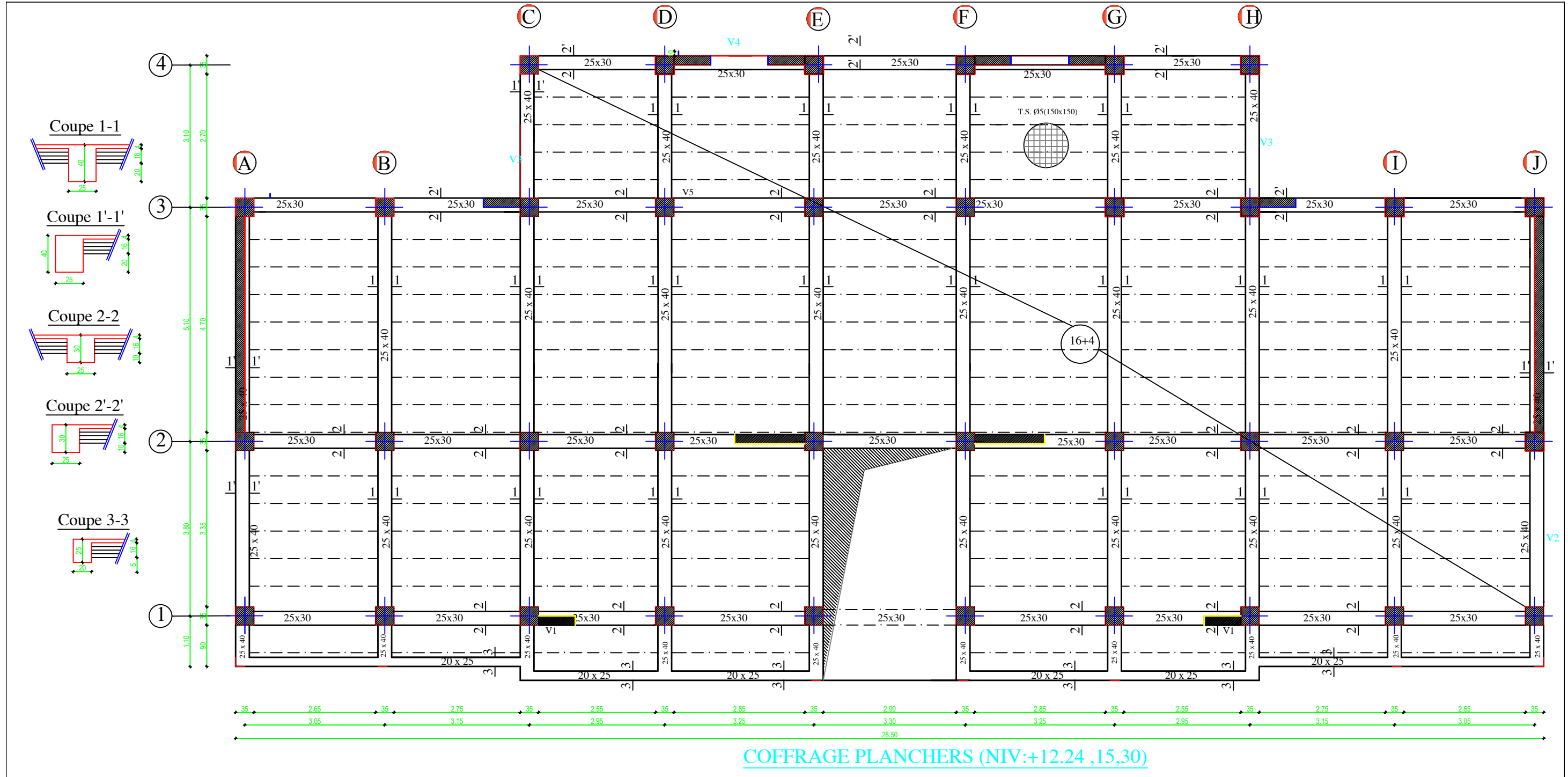


40

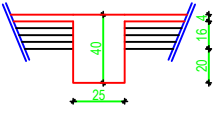


COFFRAGE PLANCHERS (DU NIV:+0.00)

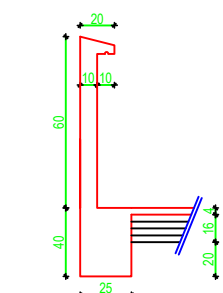




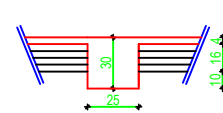
Coupe 1-1



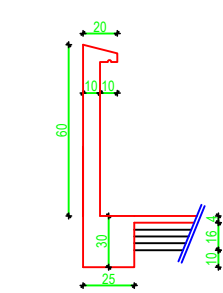
Coupe 1'-1'



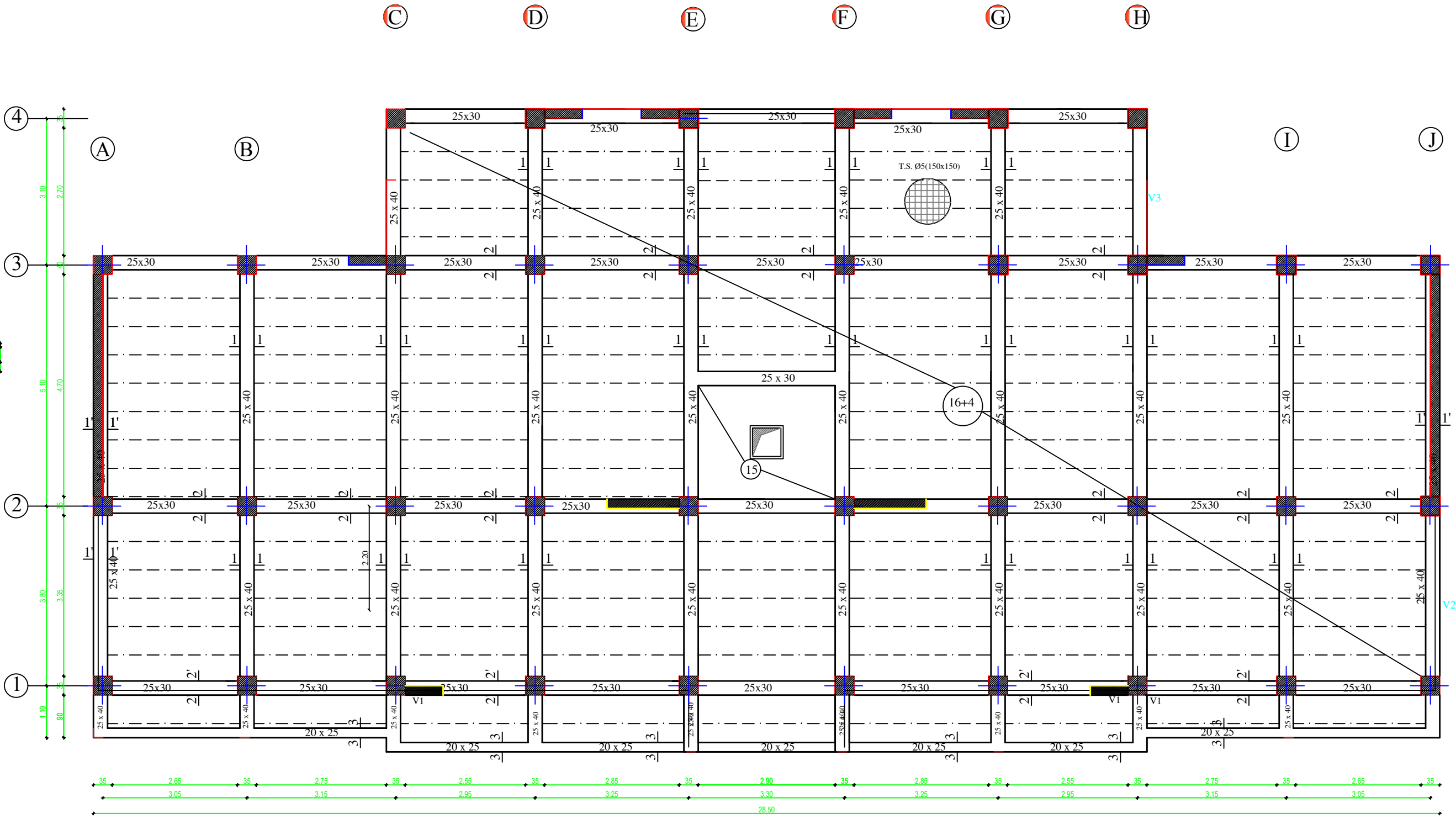
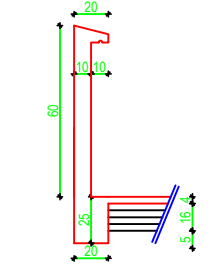
Coupe 2-2



Coupe 2'-2'



Coupe 3-3



COFFRAGE PLANCHERS (NIV:+18,36)

PLAN D'ETANCHEITE Ech 1/50

A1

