

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnel en génie civil.
Option : construction civile et industrielle

THEME

Étude d'une structure d'un bâtiment (RDC+5+2ss) à usage commercial et
habitation contreventé par des voiles.
« Modélisée par ETABS »



Dirigé par :
M_r KHELIL N.

Étudié par
M^{elle} RAMI Fatima

Promotion : 2019/2020

Introduction générale

Plans d'architecture

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre IV

Modélisation de la structure (ETABS)

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

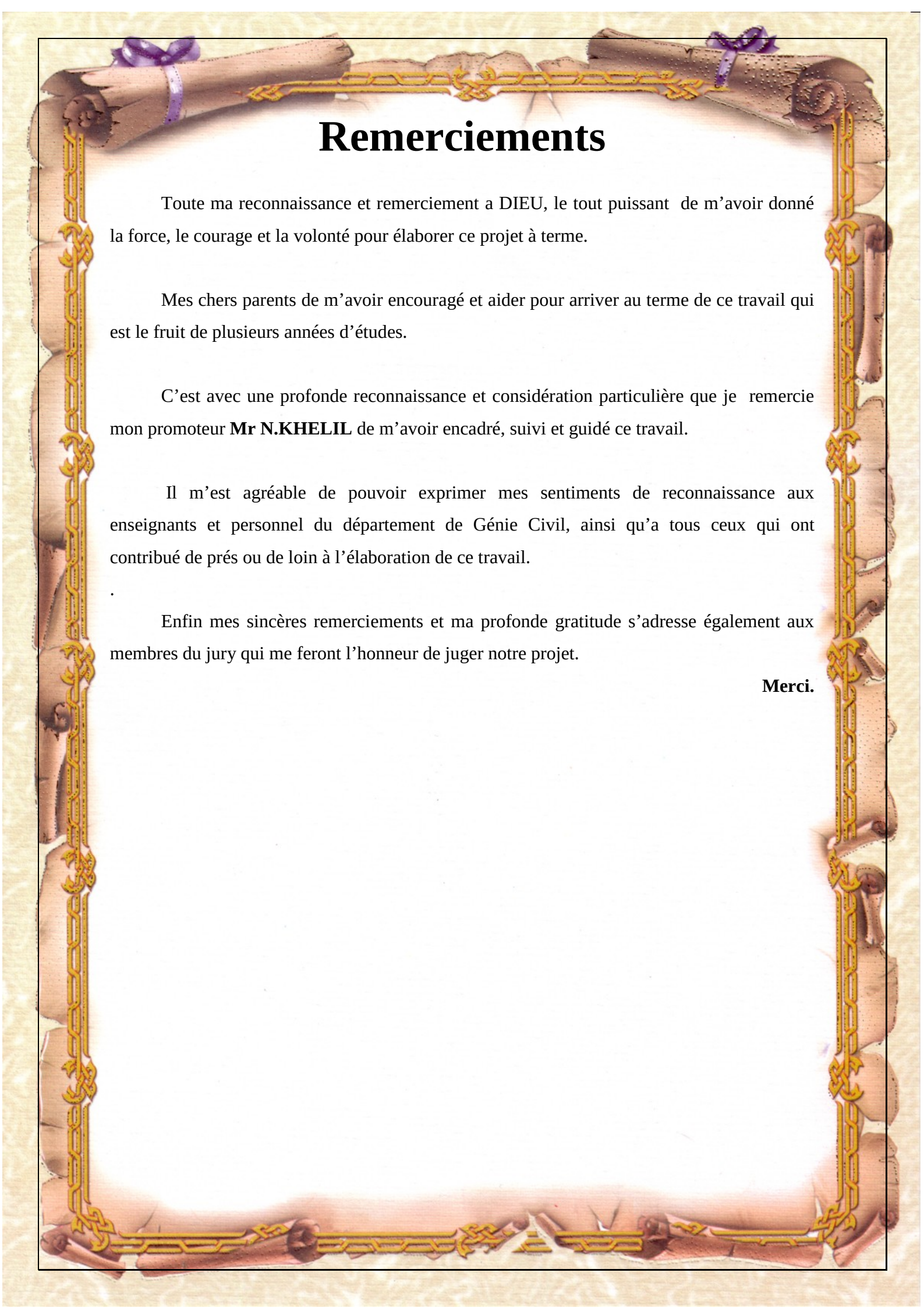
Structuraux

Chapitre VII
Étude De
L'infrastructure

Chapitre VIII
Étude
de mur en plaque

Conclusion

Bibliographie



Remerciements

Toute ma reconnaissance et remerciement a DIEU, le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce projet à terme.

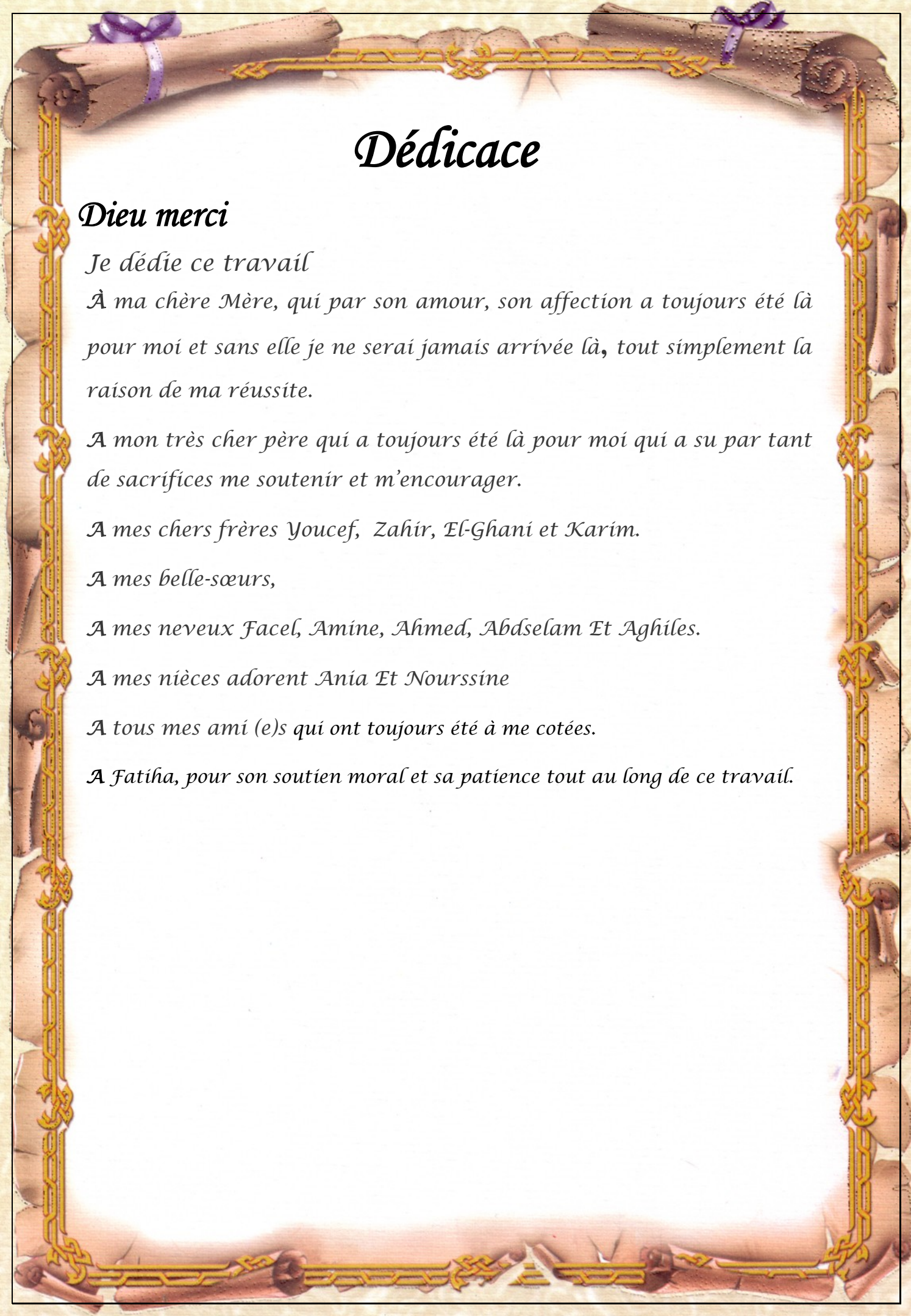
Mes chers parents de m'avoir encouragé et aider pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur **Mr N.KHELIL** de m'avoir encadré, suivi et guidé ce travail.

Il m'est agréable de pouvoir exprimer mes sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel du département de Génie Civil, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin mes sincères remerciements et ma profonde gratitude s'adresse également aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.



Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans elle je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite.

À mon très cher père qui a toujours été là pour moi qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager.

À mes chers frères Youcef, Zahir, El-Ghani et Karim.

À mes belle-sœurs,

À mes neveux Facel, Amine, Ahmed, Abdselam Et Aghiles.

À mes nièces adorent Ania Et Nourssine

À tous mes ami (e)s qui ont toujours été à me cotées.

À Fatiha, pour son soutien moral et sa patience tout au long de ce travail.

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	02
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	17
Chapitre III : Calcul des éléments	
III-1-Acrotère.....	29
III-2-Plancher.....	36
III-3-balcon.....	58
III-4- Escalier.....	61
- Poutre palière.....	74
III-5- Salle machine.....	82
III.6. Étude de la poutre de chaînage.....	90
Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	97
Chapitre V: Vérification RPA.....	106
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI-1-Ferrailage des poutres.....	121
VI-2-Ferrailage des poteaux.....	131
VI-3-Ferrailage des voiles.....	146
Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....	152
Chapitre VIII : Étude du voile périphérique.....	169
Conclusion Générale	
Bibliographie	

Introduction générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur ; en Algérie, les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

I.1 : Description de l'ouvrage

Le projet porte sur l'étude d'une structure (ETUDE D'UN IMMEUBLE A USAGE D'HABITATION EN R+5 +2Sous-sol), situé à AZAZGA, daïra d' AZAZGA, Wilaya de TIZI-OUZOU classé selon RPA99(2003) en Zone II_a (MOYENNE sismicité), adoption d'un système mixte assurant ainsi le contreventement de la structure, l'ouvrage est de classe groupe 2 (Ouvrage Courant ou d'Importance Moyenne).

Il comporte un :

- 02 Sous-sol
- R+5 étages à usage d'habitation
- 01 cage d'escaliers pour les sous-sols et les autres étages
- 01 cage d'ascenseur pour les sous-sols et les autres étages

I.2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur du bâtiment : 24.4m
- Largeur du bâtiment : 20.55 m
- Hauteur du bâtiment: 26.10 m
- Hauteur de sous-sol1 : 3.06 m
- Hauteur de sous-sol2 : 3.06 m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 4.08 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.70 m

I.3 : Eléments de l'ouvrage

I.3.1 : Ossature

L'immeuble est à ossature mixte, composé de portiques longitudinaux et transversaux et des voiles en béton armé disposés suivant les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement assurant avec les portiques la rigidité et la stabilité de l'ensemble de l'ouverture de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

I.3.2 : Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales.

A- La Résistance Mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges, ils les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

B- L'Isolation

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

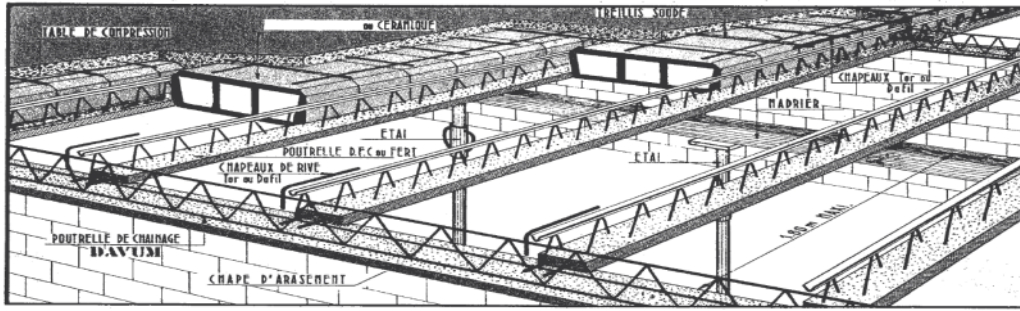


Figure I-1: les planchers.

- **Planchers étage courant:** constitués de dalle de compression (de 4cm) d'épaisseur et de poutrelles coulées sur place
- **Planchers terrasse :** est inaccessible, il comporte un système d'étanchéité multicouches en forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

Nous avons deux types de planchers :

❖ **Planchers en corps creux**

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

❖ **Dalle pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la terrasse.

I.3.3 : Les voiles de contreventements

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

I.3.4 : Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi- profondes.

Remarque:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détaillée sur le sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Veut qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposée que la construction sera fondée sur un site dense d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.3.5 : Escalier

Le bâtiment se dispose d'une cage d'escalier principale réalisée en béton armé, elle est constituée de deux volées et d'un palier de repos et paillasse en béton armé, la réalisation s'effectuera par étages.

I.3.6 : Le système de coffrage

Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir un matériau de construction (béton) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis sont durcissement. Les coffrages auxquels on a opté sont :

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques car en effet ; de ses possibilités d'assemblage, il présente de nombreux avantages dont la facilité d'exécution.
- Un coffrage métallique pour les voiles ; ils permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton en plus de leurs possibilités de réemploi sont appréciables et que l'acier donne au béton une surface lisse.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

I.3.7 : La maçonnerie

a- Les murs extérieurs : Sont en double cloisons de 30cm d'épaisseur (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures avec une lame d'air de 5cm)

b - Les murs intérieurs : Sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).



Figure I-2 : les briques.

I.3.8 : Revêtements : Ils seront en :

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

I.3.9 : Acrotère : Il sera en béton armé, sa hauteur est de 80cm. qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

II-Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences des règlements suivant :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), comme annonce l'article 1-1 de ce dernier : « Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. »
- Le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99) tel décrit l'article A-1-1 du BAEL. « Les règles BAEL 91 modifiées 99 sont applicables à tous les ouvrages en béton armé, dont le béton est constitué de granulats naturels

normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 Kg/m³ de béton mis en œuvre. »

II-1 Le béton

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. C'est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage en proportion bien déterminées, fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Il peut être utilisé en grand masse mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé ». Car en générale, seul il résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et de l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg /m³ de ciment Portland (CMI 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m³) de béton est composé de :

- Sable 800 kg.
- Gravillon..... 1000kg.
- Ciment 350 kg.
- Eau..... 175 l

a) Ciment:

C'est un liant hydraulique qui sous l'aspect d'une poudre fine forme une pâte au contact de l'eau et durcit en séchant. Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

b) Granulats :

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton.

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

c) Eau de gâchage:

L'eau employée pour le béton et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton.

Donc elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

d) les adjuvants :

Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (4 à 5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple : les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air etc.....

❖ Dosage du béton :

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau ...etc.) de ce dernier afin d'obtenir les mécaniques et de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulations sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams et bien d'autres encore.

- ✓ Le béton que nous allons mettre en œuvre sera confectionné suivant une étude de composition de béton réalisée par un laboratoire agréé en utilisant des matériaux locaux. Cette composition est accompagnée par des essais de compression établis afin de connaître la résistance à la compression.

II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

❖ Résistance du béton à la compression f_{cj}

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours qui est mesurée en plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de diamètre 16 cm et une hauteur $h = 32$ cm.

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, elle est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de diamètre 16cm et d' hauteur $h = 32$ cm, par écrasement en appliquant une compression axiale.

Elle est définie suivant le dosage du ciment (Kg/m^3). Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Dès que les « n » essais sont établis sur les éprouvettes, on passe au calcul statistique de la moyenne donnée à la résistance de ces dernières à la compression par la formule suivante :

$$f_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

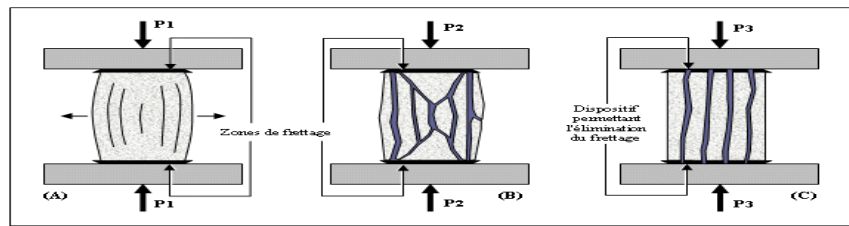


Figure I-1 : Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes.

- o On calcule ensuite l'écart type : $s = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$
- o Le coefficient de variabilité : $V(\%) = \frac{s}{f_{moy}} \cdot 100$
- o A la fin, on calcule le résistance caractéristique du béton : $f_{cj} = f_m - k \cdot s$

K : coefficient qui dépend de la variabilité, dans notre cas on prend : $K=1,64$.

Pour notre cas, on opte pour un béton de classe C25 (un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325) c'est -à-dire dont la résistance mécanique à 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa.

La résistance du béton à la compression est donnée par les formules suivantes :

Pour $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{24,76 + 0,83j} f_{c28} \implies$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \implies$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa .

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$. (Art. A.2 .1.11 BAEL91modifié 99)

❖ Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$ (MPa). (Art .A.2 .1.12 BAEL 91modifié 99).

Elle est définie par f_{t28} , et peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{t28} = 2,1$ MPa

II-1-2 Contraintes limites

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0,00

A-contrainte de compression

❖ Les états limites:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

a-Etat limite ultime(ELU)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. :

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

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

$$\delta_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ (Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)}$$

Avec :

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

f_b : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient dépendant de la durée d'application(t) du chargement. Il est fixé à :

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

La relation contrainte- déformation est illustrée dans la figure suivante :

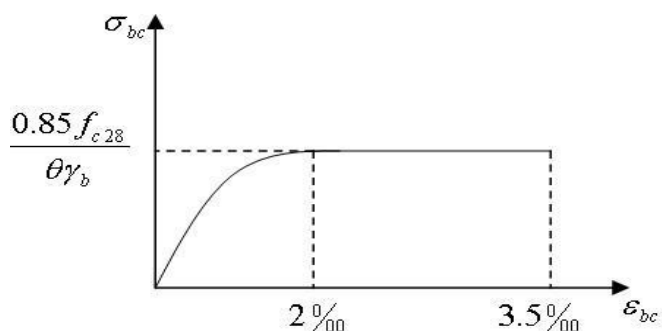


Figure I- 2: Diagramme -parabole rectangle des Contraintes- Déformations du béton a l'ELU.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} * \quad \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ * \quad \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min}(4,5; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ (état plastique).

b-Etat limite de service (ELS) (BAEL91/Art4.2)

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation admissible des éléments de construction (flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Pour notre cas, on a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Elle est limitée par : $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$

Le béton est considéré comme élastique linéaire .la relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :

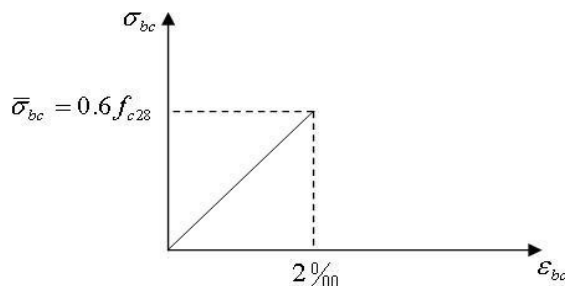


Figure I-3: Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

B-Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1BAEL.91/modifié 99)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Avec :

v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 =largeur de l'âme.

d =hauteur utile de la poutre ($d=h-c$).

$d=0,9$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible)

$$\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

C-Module d'élasticité du béton E :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation longitudinale instantanée (Art A-2.1, 21BAEL91):**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

✓ Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\Longrightarrow$ $E_{ij} = 32164, 20 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22BAEL91):**

Sous les contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, il permet de calculer la déformation finale du béton est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

F_{cj} : la résistance du béton à la compression à (j) jours.

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \left(f_{cj} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Dans notre cas pour j = 28 jours donc $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$.

$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

- Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3.BAEL99.modifié 99):**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson

D-Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99):

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par : $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.

Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

❖ Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

II-2 Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et ce distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)** : feE215 et fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)** : fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500MPa respectivement.
- **Treillis soudés** : Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement.les espacements entre axes sont égaux.



Figure I-4: Treillis soudés

II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier:

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TL	520	550	8	1,3	1

Tableau 1: Caractéristiques des aciers utilisés.

➤ Module de déformation longitudinal :

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

$$E = 2 \cdot 10^5 \quad (\text{MPa})$$

II-2-2 Contraintes limites (Art A.4.3.1, BAEL91.modifié99)

a-Etat limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leur limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifier 99})$$

Avec :

δ_{st} : la contrainte d'acier à l'ELU.

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité.} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

(A.4.3.2. BAEL91 modifier 99)

❖ Diagramme contrainte-déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation est illustré par la figure ci-dessous :

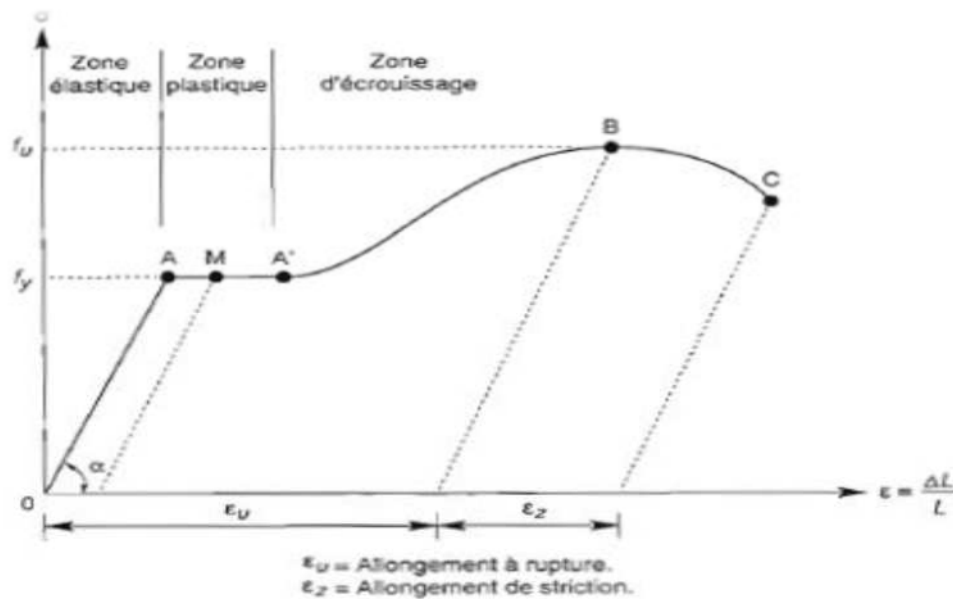


Figure I-5: Diagramme contrainte-déformation.

$f_u=f_r$: Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

Ce diagramme se compose de 4 phases :

- **Phase OA** : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est le domaine élastique linéaire, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta L/L=0$).
- **Phase AA'** : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est le domaine plastique. A partir de A (par exemple, en M), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM', parallèle à OA, et la pièce conserve un allongement rémanent OM'.
- **Phase A'B** : La charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B, c'est le domaine de raffermissement.
- **Phase BC** : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

Ce diagramme permet de mesurer

- La limite d'élasticité f_y , qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents (palier élastique), et qui correspondent sensiblement au seuil à partir duquel il n'y a plus de proportionnalité entre la contrainte et l'allongement,

c'est-à-dire le point A. Conventionnellement, la limite d'élasticité f_y , est définie comme la contrainte correspondant à un allongement rémanent de 0,2%.

- La contrainte de rupture à la traction f_u , qui correspond au point B.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E_s :

$$E_s = \tan \alpha = \frac{\sigma}{\Delta L/L} = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}.$$

Ou : $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ bar}$ avec un coefficient de poisson $\nu = 0,3$

- L'allongement à la rupture AR, l'allongement de striction Az et donc l'allongement total.
- Le module d'élasticité transversal de l'acier G :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 84\,000 \text{ MPa}.$$

❖ Diagramme contrainte- déformation de calcul:

Pour les états limites ultime les contraintes de calcul δ s sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ξ) de l'acier définie par le diagramme contrainte-déformation de la figure suivante :

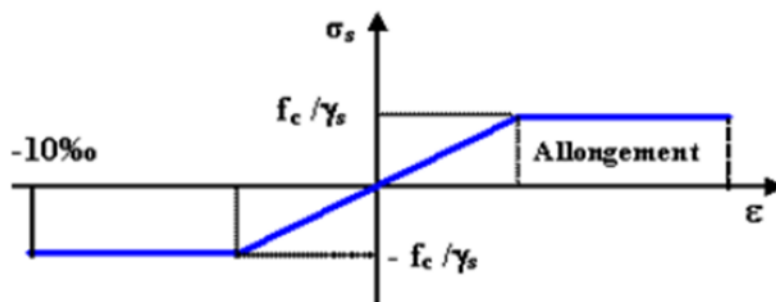


Fig I-6: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée $\frac{f_e}{s}$.

b-Etat limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures pour limiter l'importance de l'ouverture des celles-ci (risque de corrosion des armatures), on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable ou nuisible (Art. A.4.5.32, BAEL91):**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33, BAEL91):**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Dans ce cas la contrainte dans l'acier est limitée :

$$\delta_{st} \leq \overline{\delta_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.34, BAEL91):**

les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite. Il faut vérifier. Il faut vérifier dans ce cas que :

$$\delta_{st} \leq \overline{\delta_{bc}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi > 6\text{mm}$) (HA).

C-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présentée ci-après :

- **Fissuration peu nuisible** : $\zeta_u \leq \min(0,2 f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa})$.

- **Fissuration préjudiciable** : $\zeta_u \leq \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4\text{MPa})$.

B- Protection d'armatures (Art. A.7.2.4, BAEL 91/modifié 99) :

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

- $c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

III Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456,595 \text{ Mpa}$.

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « FeE400 » H.A en MPa.
- transversales : on a choisi le : « FeE235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « Fe E500 » H.A en MPa.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2 \cdot 10^5$ MPa.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99).

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg/ cm}^3$.

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II-1 Pré-dimensionnement des dalles

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II-1-1 Dalles en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

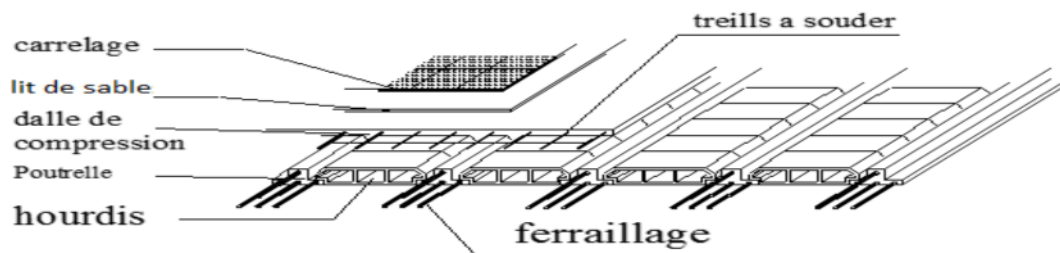


Figure II.1: Dalle en corps creux.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donnée par :

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

Avec:

ht: épaisseur du plancher.

$L_{\max}$: La portée entre nus d'appuis des poutres principales. L

le RPA exige min $b=25$ cm en zone II_a RPA (A.7.4,1)

On prend $b = 25$ cm

$L_{\max}=470-25=445$ cm.

$$ht \geq \frac{445}{22,5} = 19.78 \text{ cm.}$$

✓ **Choix final**

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux =16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

II-1-2 Dalles pleines

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, et qui peuvent reposer sur deux, trois, ou quatre appuis. Le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères:

Résistance à la flexion

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

Avec L_0 : portée libre.

Dans notre cas:

$L_0 = 120$ cm. Donc $e_p \geq 120 / 10$ $e_p \geq 12$ cm.

a. Résistance au feu

$e = 07$ cm : pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11$ cm : pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15$ cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

b. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm**

($e \geq 16$ cm).

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot E_p \geq 350 \text{ Kg/m}^3 \quad \Longrightarrow \quad E_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}}$$

$E_p \geq 14$ cm

✓ on opte pour une épaisseur de dalle pleine de 15 cm.

II-2: Les poutres

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur une portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de services.

Le Pré-dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

*Selon les règles BAEL 91

La section de la poutre est déterminée par les formules :

- **Hauteur h** : D'après les règles de CBA 93 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes:

- * Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm.}$
- * Largeur : $b \geq 20 \text{ cm.}$
- * $\frac{h}{b} \leq 4 .$

On a deux types de poutres :

▪ **Les poutres principales PP:**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles .Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a:

* **Hauteur h :**

$$L=470-25=445 \text{ cm.}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$29.67 \leq h \leq 44.5 \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

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

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

✓ Donc la section de la poutre principale est PP : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

▪ **Les poutres secondaires PS:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage. Elles reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

On a:

* **Hauteur h :**

$$L= 320-25= 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$$

$$19.67 \leq h \leq 29.5 \quad \longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

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

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

✓ Donc la section de la poutre secondaire est PS : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

➤ Vérification des conditions du RPA:

- * Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm.}$
- * Largeur : $b \geq 20 \text{ cm.}$
- * $h/b \leq 4 .$

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	30	40	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	35	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1	1,14	Vérifiée

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (30*40) cm²
- Les poutres secondaires (30*35) cm²

▪ **Les poutres de chaînage PC:**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

a) **hauteur h_t :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}$: est la portée entre nus des appuis.

$$L_{\max}=460 \left\{ \begin{array}{l} \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \\ 30.66\text{cm} \leq h_t \leq 47\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99 modifié 2003 (Ar.7.5.1)

La condition ($h \geq 30\text{cm}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h=35\text{cm}$

b) **Largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

$$b=30\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t=35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chaînage est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II-3 : Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Leur pré-dimensionnement est effectué d'après RPA 2003 (Art 7-7-1 du RPA99).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

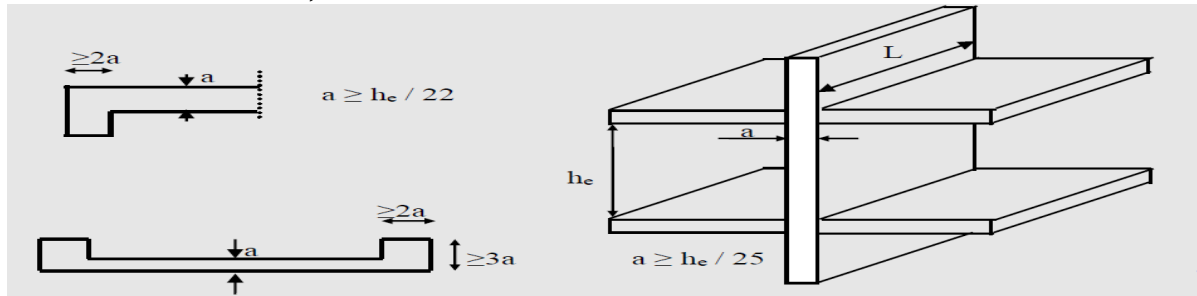


Figure II.2: Coupe du voile.

*** L'épaisseur :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, elle est déterminée selon la hauteur libre d'étage h_e .

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec: $h_e = h - e_p$

h : hauteur de l'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

$$h_e (\text{RDC}) = 408 - 24 = 384 \text{ cm}$$

$$a \geq 384 / 20 = 19.2 \text{ cm}$$

*** Conditions de rigidité aux extrémités:**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme précise aussi l'article 7.7.1 du RPA99 modifiée en 2003. Dans notre cas, on a deux extrémités du voile deux raidisseurs donc:

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

$$a \geq 384 / 25 = 15,36 \text{ cm}$$

✓ on opte pour: $a = 20 \text{ cm}$.

*** La longueur:**

Pour que le voile puisse être considéré comme tel la condition suivante doit être vérifiée c'est à dire: sa longueur $L_{\min}$ doit être au moins égal à quatre fois son épaisseur (a).
 $L_{\min} \geq 4a$

Avec : $L_{\min}$: Longueur du voile

a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm.

$$L_{\min} = 126 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les voiles que comportera notre structure seront de 20 cm.

II-4 Les poteaux

Le pré-dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA.2003.

D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.

- Le poids propre des poutres qu'il supporte.

On procède à une descente de charge pour le poteau et on détermine l'effort N_s :
 $N_s = G + Q$

N_s : Effort repris par le poteau.

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante : $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal. On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte de compression admissible du béton, prise égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6$

$f_{c28} = 25$ MPa.

II-4-1 : Descente de charge

a - Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes

❖ Plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	17.00	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Isolation thermique(liège)	5	4.00	0.20
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	20+4	14.00	3.36
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				6.28

❖ Plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22.00	0.44
2	Mortier de pose	3	20.00	0.60
3	Couche de sable	3	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux	20+4	14.00	3.36
5	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
6	Cloison en briques creuses	10	9.00	0.90
G totale				6.36

❖ Murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	18.00	0.36
2	Brigue creuse	15	9.00	1.35
3	Brigue creuse	10	9.00	0.90
4	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				2.81

❖ Murs intérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	18.00	0.36
2	Brigue creuse	10	9.00	0.90
3	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				1.46

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

❖ L'ascenseur :

$$G = 10 \text{ kN/m}^2.$$

❖ Acrotère :

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = 0.07125 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.07125 \times 25 = 1.78125 \text{ kN/ml}.$$

b - Surcharges d'exploitation

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elément	Surcharge kN/m ²
Plancher -terrasse	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage de services	2.5
Dalle pleine	1.5
Escalier	4
Palier	2.5
Volée	2.5
Balcon	3.5
Ascenseur	8
Acrotère	1
Dalle flottante	2.5

II-4-2-Surface d'influence

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (E) et (5) comme le montre la figure suivante :

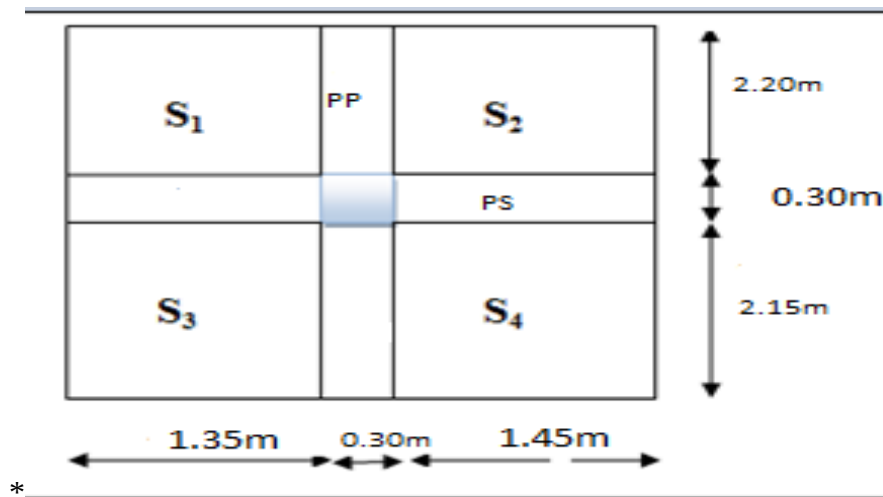


Figure II-3: Section du poteau le plus sollicité E5

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

- **Section nette :**

$$S_n = (2.225 + 2.175) \times (1.375 + 1.475)$$

$$S_n = 12.54 \text{ m}^2.$$

- **Section brute :**

$$S_b = 3.10 \times 4.65$$

$$S_b = 14.415 \text{ m}^2.$$

- **Poids revenant à chaque plancher**

- plancher terrasse : $G_{pt} = 6.28 \times 14.415 = 90.5262 \text{ kN}$
- Plancher étage courant : $G_{ec} = 6.36 \times 12.54 = 79.7544 \text{ kN}$

- **Poids revenant à chaque poutre**

- poutre principales : $G_{pp} = (0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.70 = 12.3375 \text{ kN}$
- poutre secondaire : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.20 = 6.00 \text{ kN}$

Donc le poids propre total des poutres est : $P = 12.3375 + 6.00 = 18.3375 \text{ kN}$.

II-4-3 Loi de dégression des charges d'exploitation

Les règles du BAEL 91 nous imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les divers occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est : $\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Q_0 : surcharges d'exploitation de la terrasse.

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

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

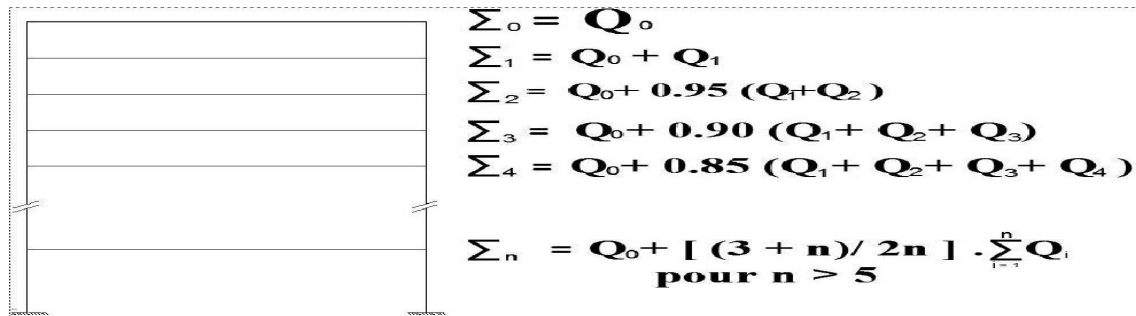


Figure II-4 Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

$$Q_0 = 1,00 \times 14,415 = 14,415 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = \dots\dots\dots = Q_5 = 1,5 \times 12,54 = 18,81 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{rdc}} = Q_{1\text{ss}} = Q_{2\text{ss}} = 2,5 \times 12,54 = 31,35 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$5^{\text{eme}} \quad Q_0 = 14,415 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} \quad Q_0 + Q_1 = 33,225 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 50,154 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65,202 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{er}} \quad Q_0 + 0,875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 80,25 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC} \quad Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 89,655 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{er}} \text{ SS} \quad Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_{\text{rdc}}) = 108,465 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ SS} \quad Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_{\text{rdc}} + Q_{1\text{ss}}) = 126,3345 \text{ KN.}$$

II-4-4 Poids propre des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone II}_b \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

- Poids des poteaux du sous-sol :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux du RDC :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux des étages courants :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

▪ Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN] Q_i	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé			Section trouvée	Section adoptée
5	90.5262	18.3375	-	108.890	108.890	14.415	123.305	164.40	30x30
4	79.7544	18.3375	6.89	104.982	213.872	33.225	261.512	288.86	30x30
3	79.7544	18.3375	6.89	104.982	318.854	50.154	416.648	555.53	35x35
2	79.7544	18.3375	6.89	104.982	423.836	65.202	586.83	782.44	35x35
1	79.7544	18.3375	6.89	104.982	528.818	80.25	772.064	1029.41	40x40
RDC	79.7544	18.3375	9,18	107.272	626.09	89.655	958.991	1278.65	40x40
S/sol1	79.7544	18.3375	6.89	104.982	741.072	108.465	1182.438	1576.58	45x45
S/sol2	79.7544	18.3375	6.89	104.982	846.054	126.335	1413.755	1885.01	45x45

II-4-5 Vérification des règles du RPA 99 (modifié et complété en 2003) :

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

Poteau (30x30) étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} = 30 \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (35x35) étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 35 \geq 25 \\ \text{Min (b, h)} = 35 \geq 13.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (40x40) étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} = 40 \geq 13.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (40x40) RDC

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} = 40 \geq 18.4 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (45x45)ssl1 et ssl2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 45 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} = 45 \geq 13.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à BOUMERDES, il est recommandes de concevoir des poteaux rigide et des poutres moins rigide à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

II-4-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50.$$

Avec : λ : élancement du poteau.

$$L_f : 0,7 l_0.$$

$$i : \text{rayon de gyration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: section transversale du poteau $B=b^2$.

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

On simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,425. l_0/b$

- **Poteaux du sous-sol (45x45) :**
 $l_0 = 306 \text{ cm}$, $b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 16,49 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$.
- **Poteaux du RDC (40x40) :**
 $l_0 = 408 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 24,74 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$.
- **Poteaux du 1^{er} (40x40):**
 $l_0 = 306 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 18,55 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$.
- **Poteaux du 2^{er} et 3^{eme} (35x35):**
 $l_0 = 306 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21,20 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$.
- **Poteaux du 4^{er} et 5^{eme} (30x30):**
 $l_0 = 306 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 24,73 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion du chapitre :

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

- les plancher en corps creux : (16+4) cm.
- les poutres principales : $b=30 \text{ cm}$; $h=40 \text{ cm}$
- les poutres secondaires : $b=30 \text{ cm}$; $h=35 \text{ cm}$
- poutre de chaînage : $b=30 \text{ cm}$; $h=35 \text{ cm}$
- les poteaux :
 - Sous-Sol 1 et 2: $45 \times 45 \text{ cm}^2$
 - RDC et 1^{er} : $40 \times 40 \text{ cm}^2$
 - 2^{eme} et 3^{eme} étages : $35 \times 35 \text{ cm}^2$
 - 4^{eme} et 5^{eme} étages : $30 \times 30 \text{ cm}^2$
- les voiles : épaisseur $e=20 \text{ cm}$

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

Introduction

Les éléments secondaires dans un bâtiment sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments suivants :

- * l'acrotère
- * les planchers
- * les escaliers et la poutre palière
- * la dalle salle machine.

III-1 Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire entourant la terrasse d'un bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le dernier plancher et réalisé en béton armé, il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) dû à la main courante engendrant un moment de renversement M . L'acrotère est exposé aux intempéries, t à l'ELS pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section d'encastrement.

Son ferrailage se calcule en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

III-1-1 Détermination des sollicitations**- poids propre de l'acrotère:**

$$G = S \cdot \rho$$

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.7) = 0.08125 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.08125 \times 25 = 2,03125 \text{ kN/ml}.$$

Avec :

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

S : Section transversale.

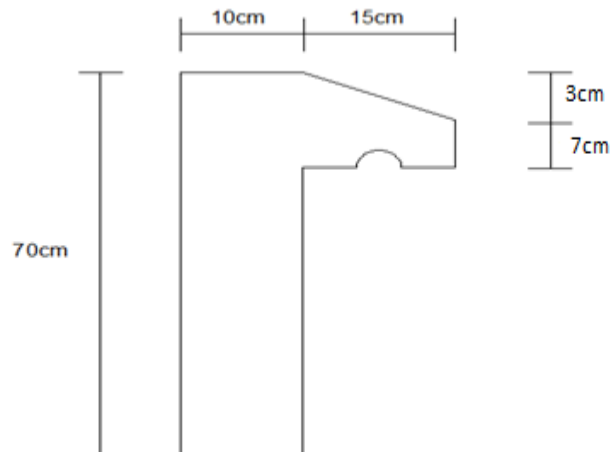


Figure III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère.

- **Effort normal dû au poids propre :**
 $N_{G \max} = G = 2,03125 \text{ KN/ml.}$
- **Effort horizontal :**
 $T = Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$
- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**
 $M_Q = Q \times h$
 $M_Q = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m.}$

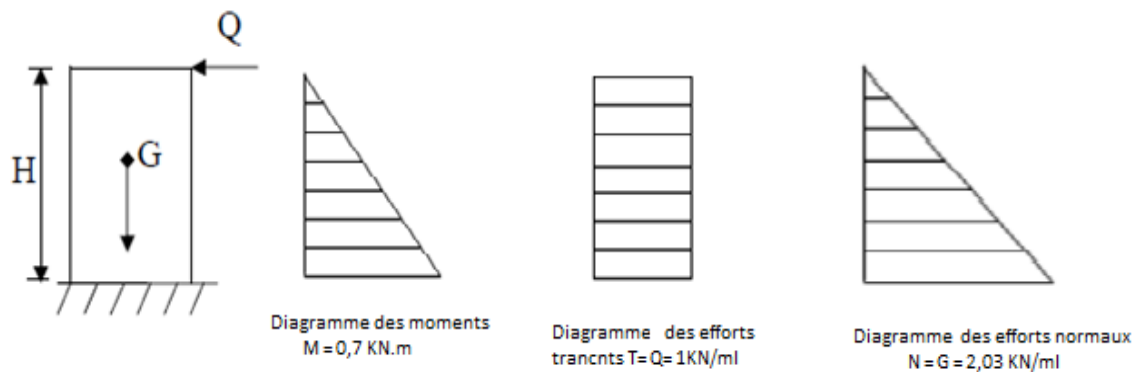


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes.

III-1-2 Combinaison des charges :

a) E L U : $1,35 G + 1,50 Q$

- **Effort normal de compression dû à G :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,03 = 2,74 \text{ KN/ml.}$$

- **effort tranchant dû à Q :** $V_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

- **Moment de flexion dû à Q :** $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.}$

b) E L S: $G + Q$

- **Effort normal de compression :** $N_s = G = 2,03 \text{ KN/ml.}$

- **Effort tranchant dû à Q :** $V_u = T = 1 \text{ KN.}$

- **Moment de flexion :** $M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$

III-1-3 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10 cm.

- b : largeur de la section : 100 cm.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

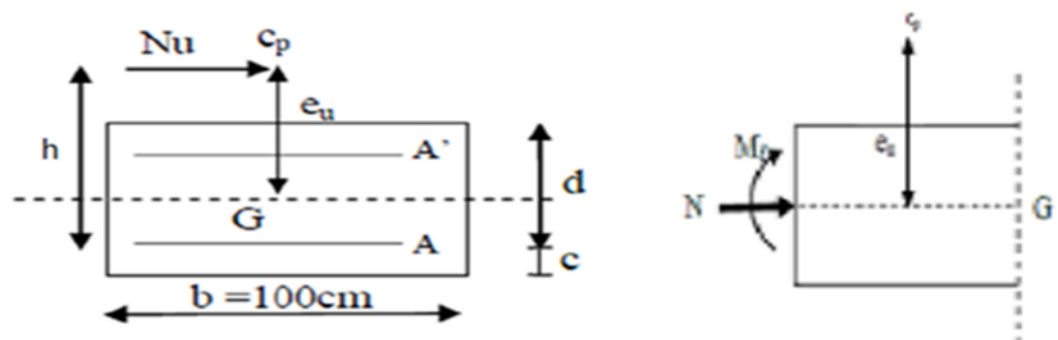


Figure III.1.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.
(Section rectangulaire soumise à la flexion composée).

Soit :

- C : Enrobage : $c=c'=3\text{cm}$

- CP : centre de pression

- d : Hauteur utile : $d = h - c = 10 - 3 = 7\text{cm.}$

- M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u. \text{ Donc } e_u = 1,05 / 2,74 = 0,383 \text{ m} > h/2 - c = 0,02 \text{ m.}$$

($h/2 - c$) la distance entre la CDG de la section et CDG de l'armature tendue.

D'où le centre de pression(CP) se situe en dehors du noyau central donc la section est partiellement comprimée(SPC).

L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis en flexion composée ou la section d'armateurs sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ Calcul en flexion simple:

Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot h = N_u [e_u + h/2 - c]$$

$$M_f = 2,74 [0,383 + 0,1/2 - 0,03] = 1,10 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{1,10 \cdot 10^2}{100 \cdot 7^2 \cdot 1,42} = 0,158 < 0,392$$

$\mu_b = 0,158 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Avec : $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b \cdot \theta = 14,2 \text{ MPA}$.

D'après le tableau $\mu_b = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914$

Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}}$$

$$A_f = \frac{1,10 \cdot 10^3}{0,914 \cdot 7 \cdot 348} = 0,494 \text{ cm}^2$$

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

➤ Calcul d'armatures en flexion composée (armatures réelles):

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\delta_{st}} = 0,494 - \frac{2,74}{34,8} = 0,415 \text{ cm}^2.$$

$A_c = 0$ Donc les armatures de comprimées ne sont pas nécessaires.

b) Vérification à l'ELU :**1- la condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91):**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}.$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,7/2,03 = 0,345 \text{ m} \rightarrow e_s = 34 \text{ cm}.$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 2,1}{400} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right] = 0,796 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,796 \text{ cm}^2 > A_u = 0,415 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte ;

Par conséquent on prend $A_u = A_{\min} = 0,796 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

✓ On adoptera pour 5HA8= 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0,627 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$S_t = 70/4 = 17,5 \text{ cm}.$$

✓ On adoptera 3HA8 = 1,50 cm² avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$.

2-Vérification de la contrainte de cisaillement: (Art : 5.1, 1,2, BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

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

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

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN. (Vu: Effort tranchant)}$$

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

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

3- Vérification de l'ancrage des barres (Art : A.6, 1, 3, BAEL 91) :

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit : } \begin{cases} \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA} \\ \Psi_s = 1 \text{ pour les rondes lisses} \end{cases}$$

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

Avec :

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres ; n nombre des barres

$$\Sigma U_i = n \pi \phi = 5,3, 14,0,6 = 9,42 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 70 \cdot 9,42} = 0,253 \text{ MPa. } \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

4-Longueur de scellement droit :

$$\begin{cases} L_s = 40\phi & \text{pour Fe E400} \\ L_s = 50\phi & \text{pour FeE 500 et ronds lisses} \end{cases}$$

Dans notre cas : FeE 400 $L_s = 40 \phi = 40 * 0,6 = 24 \text{ cm}$

✓ On opte pour : $L_s = 25 \text{ cm}$.

III-1-4 Vérification à l'ELS :

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

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1- Contraintes dans l'acier :(BAEL.A.4.5.33)

- Vérification dans les aciers

Il faut vérifier que $\sigma_{st} < \bar{\sigma}$.

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Avec : } \eta : \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\eta = 1,6$ barre HA (acier HA $\geq 6 \text{ mm}$)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; \max(200; 201,633) \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPA}$$

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

$$\text{On a: } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 2.54}{7.100} = 0,361$$

$$\rho_1 = 0,361 \Rightarrow \beta_1 = 0,907; K_1 = 38.76$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \cdot 10^6}{0,907 \cdot 70 \cdot 254} = 43.40 \text{ MPa.}$$

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

2- Contraintes dans le béton:

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{38.76} \cdot 43.40 = 1.119 \text{ MPa.}$$

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

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

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , il doit être conçu de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone II_a, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8** (élément console)

W_p : poids de l'acrotère, égal à 2,03 KN/ml.

D'où : $F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 2,03 = 0.9744 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml.} \Rightarrow$ **La Condition est vérifiée.**

Conclusion : suite aux différents calculs et les vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère le suivant :

- Armatures principales $A_p = 5\text{HA}8$, $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition $A_r = 5\text{HA}8$, $St = 16\text{cm.}$

III-2 Calcul des planchers :

Introduction

Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre II ; notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée. Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T. la distance entre axes des poutrelles est de 60cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

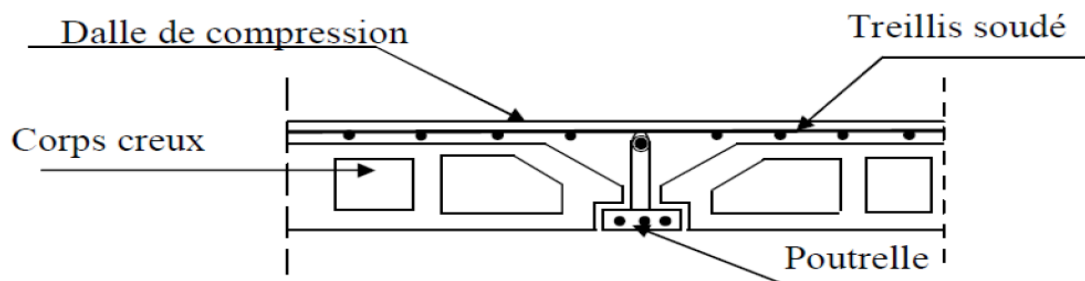


Figure III.2.1: Schéma descriptif d'un plancher.

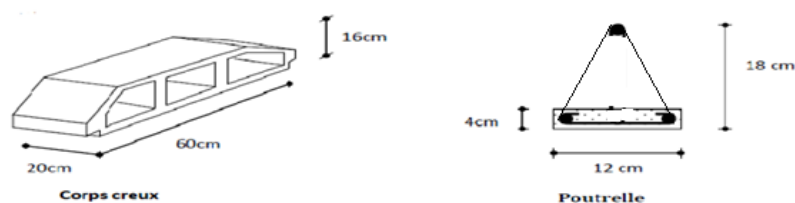


Figure III.2.2 : Représentation des corps creux et des poutrelles.

III-2-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression (B.A.E.L.91.Art B.6.8.423):

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), ayant pour but de :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- * 20 cm pour les armatures $\perp$ aux poutrelles ;
- * 30 cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.
- ❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e}$$

Avec: $L=60\text{cm}$: distance entre axe des poutrelles ($50\text{ cm} < L < 80\text{ cm}$).

f_e : la nuance de treillis soude.

$f_e = 520\text{ MPa}$ Avec : TLE 520 ($\varnothing \leq 6\text{cm}$)

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4.65}{520} = 0,50\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit : $A_{\perp} = 6\varnothing 6 = 1.70\text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e=15\text{cm}$.

- ❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{1.70}{2} = 0,85\text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 6\varnothing 6 = 1.70\text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e=15\text{cm}$.

- ✓ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension **(6x6x150x150) mm²**.

Conclusion :

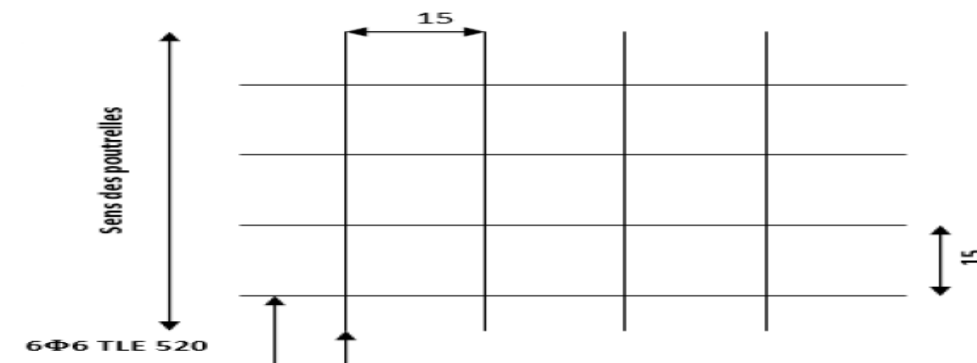


Figure III.2.3 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé.

III-2-2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (**Plancher sous-sol**).

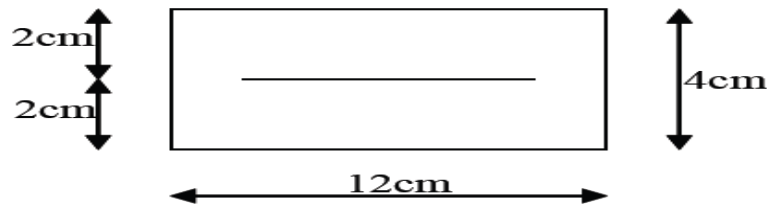


Figure III.2.4:Section de la poutrelle.

a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties sur la longueur et seront calculées en deux étapes :

b- Etapes de calcul :

❖ Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et celui de l'ouvrier :

• Chargement :

- Poids propre de la poutrelle ... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total $G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$.
- Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Avec : $c = 2 \text{ cm}$;

d (hauteur utile) = $h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

- **Ferraillage à l'ELU:**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue (la travée la plus défavorable) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

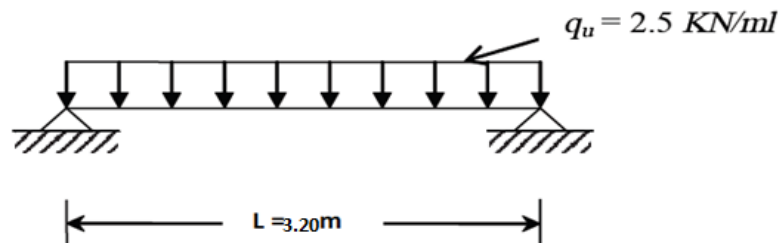


Figure III.2.5 : Schéma de calcul de la poutrelle.

- **Combinaison de charges :**

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50 \text{ KN / ml.}$$

- **Moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \cdot 3,20^2}{8} = 3,2 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant maximal aux appuis :**

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,50 \cdot 3,20}{2} = 4 \text{ KN.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{3,2 \cdot 10^3}{12 \cdot 22^2 \cdot 14,2} = 4,69 > 0,392 \Rightarrow \text{S D A.}$$

Remarque : Il est impossible de prendre la section doublement armée vu que la section du béton est trop faible (12x4) cm, il est donc indispensable de prévoir des étais, pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120 cm.

- ❖ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière. Elle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme

appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 6.36 \times 0,65 = 4,134 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$.

La charge de calcul sera donc :

$$\text{à l'ELU} \rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow q_u = 8,018 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS} \rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5,759 \text{ KN/ml}.$$

c-Détermination de la largeur de la table de compression (Art A.4.1, 3 BAEL91/99):

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci-après :

On a ;

h : hauteur de la poutrelle ($h = 16+4 \text{ cm}$)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

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

Les règles BAEL précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

L_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

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

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3,20 \text{ m}$$

b : largeur de la table de compression $b = 65 \text{ cm}$

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

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

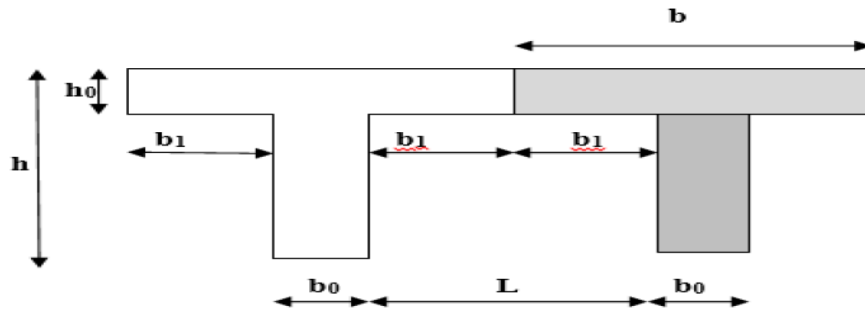


Figure III.2.6 : Construction de la section en T

d- Les charges revenant au plancher :

Charges permanente p :

Poids propre du plancher d'étage courant:

$$G = G_p \times b = 6.36 \times 0,65 = 4,134 \text{ KN/m.}$$

Charges exploitation Q :

Etage de services: $Q = Q_p \times b = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m.}$

Etage habitation : $Q = Q_p \times b = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m.}$

e- Calcul des efforts internes :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

Méthode forfaitaire :

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

Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

Condition 1 : La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

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

$$2G = 2 \times 4,134 = 8,27 \text{ kN/m}^2$$

$Q \leq \max(8,27 \text{ kN/m}^2; 5 \text{ kN/m}^2)$ **Condition vérifiée.**

Condition 2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes..... **Condition vérifiée**

Condition 3 : le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

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

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3,10	1,03	Condition vérifiée
L_2	3,00		
L_2	3,00	0,94	Condition vérifiée
L_3	3,20		
L_3	3,20	1,079	Condition vérifiée
L_4	3,00		
L_4	3,00	0,96	Condition vérifiée
L_5	3,10		
L_5	3,10	1,03	Condition vérifiée
L_6	3,00		

Tableau III.2.1: Rapport des portées successives.

Condition 4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable

-Bâtiment à usage d'habitation..... **Condition vérifiée.**

Conclusion :

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3 Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99/Art B.6.2, 211)

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.

III.2.4 Exposé de la méthode

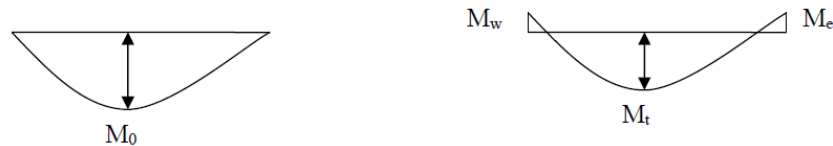


Figure III.2.7 : Diagramme des moments.

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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

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_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\} ; \\ M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire ;} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

(α) : Le rapport 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 $Q=2G \Rightarrow \alpha=2/3$

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 encastrés.

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

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + q \frac{l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - q \frac{l}{2}$$

III.2.4 Application de la méthode forfaitaire

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; ($0 \leq \alpha \leq 2/3$)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+4.134} = 0.282 \quad (0 \leq \alpha \leq 2/3) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des coefficients**

$\alpha = 0.282$ On aura après calcul

$$1 + 0.3\alpha = 1.085.$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.542 \quad (\text{Travée intermédiaire}).$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.642 \quad (\text{Travée de rive}).$$

Calcul à l'ELU ($q_u=8,018$ KN/ml)

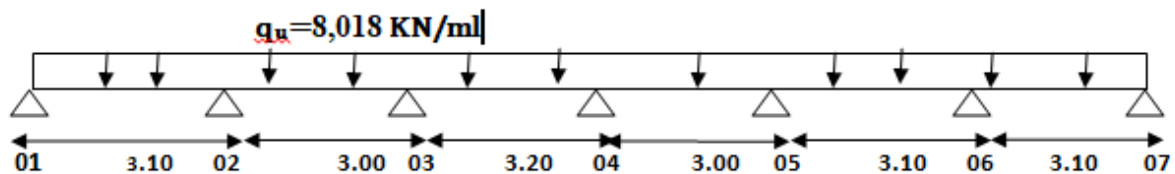


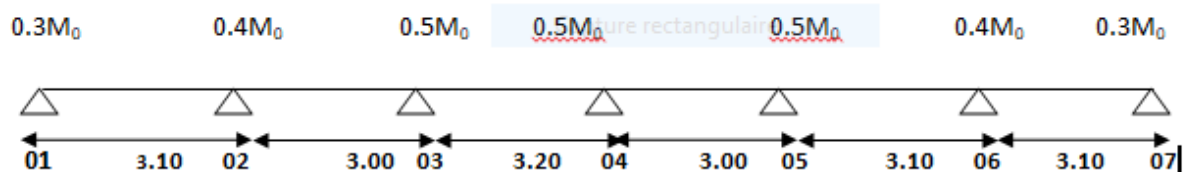
Figure III.2.8 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type de plancher à l'ELU.

- **Calcul du moment isostatique**

$$M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = M_{0(6-7)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.018 \frac{3.1^2}{8} = 9.632 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.018 \frac{3^2}{8} = 9.020 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.018 \frac{3.20^2}{8} = 10.263 \text{ KN.m}$$



1. Moments aux appuis

$$M_1 = 0.3 M_{01-2} = 2.89 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{01-2}, M_{02-3}) = 4.82 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{02-3}, M_{03-4}) = 4.61 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{03-4}, M_{04-5}) = 4.61 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{04-5}, M_{05-6}) = 4.61 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0.5 \max (M_{05-6}, M_{06-7}) = 4.82 \text{KN.m}$$

$$M_7 = 0.3 M_{06-7} = 2.89 \text{KN.m}$$

2. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01}\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{4.82 + 2.89}{2} + \max \{1.05 \times 9.632, 1.085 \times 9.632\}$$

$$M_{t1-2} \geq 6.595 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.642 \times 9.632$$

$$M_{t1-2} \geq 6.184 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 6.595 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02}\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{4.61 + 4.82}{2} + \max \{1.05 \times 9.020, 1.085 \times 9.020\}$$

$$M_{t2-3} \geq 5.08 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.542 \times 9.020$$

$$M_{t2-3} \geq 4.89 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 5.08 \text{KN.m}$$

Travée 3-4 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{1.05 M_{03}, (1+0.3\alpha)M_{03}\}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{4.61 + 4.61}{2} + \max \{1.05 \times 10.263, 1.085 \times 10.263\}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 6.53 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t\ 3-4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 0.542 \times 10.263$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 5.56 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ 3-4} = 6.53 \text{KN.m}$$

Travée 4-5 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t\ 4-5} \geq -\frac{M_5 + M_4}{2} + \max \{1.05 M_{04}, (1+0.3\alpha)M_{04}\}$$

$$M_{t\ 4-5} \geq -\frac{4.61 + 4.61}{2} + \max \{1.05 \times 10.263, 1.085 \times 10.263\}$$

$$M_{t\ 4-5} \geq 6.53 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t\ 4-5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t\ 4-5} \geq 0.542 \times 10.263$$

$$M_{t\ 4-5} \geq 5.56 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ 4-5} = 6.53 \text{KN.m}$$

Travée 5-6 (travée intermédiaire)

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

$$M_{t\ 5-6} \geq -\frac{M_6 + M_5}{2} + \max \{1.05 M_{05}, (1+0.3\alpha)M_{05}\}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq -\frac{4.82 + 4.61}{2} + \max \{1.05 \times 9.632, 1.085 \times 9.632\}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 5.74 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t\ 5-6} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 0.542 \times 9.632$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 5.22 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ 5-6} = 5.74 \text{KN.m}$$

Travée 6-7 (travée de rive)

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

$$M_{t\ 6-7} \geq -\frac{M_7 + M_6}{2} + \max \{1.05 M_{06}, (1+0.3\alpha)M_{06}\}$$

$$M_{t\ 6-7} \geq -\frac{2.89 + 4.82}{2} + \max \{1.05 \times 9.632, 1.085 \times 9.632\}$$

$$M_{t\ 6-7} \geq 6.595 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t\ 6-7} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{06}$$

$$M_{t\ 6-7} \geq 0.642 \times 9.632$$

$$M_{t\ 6-7} \geq 6.18 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ 6-7} = 6.595 \text{ KN.m}$$

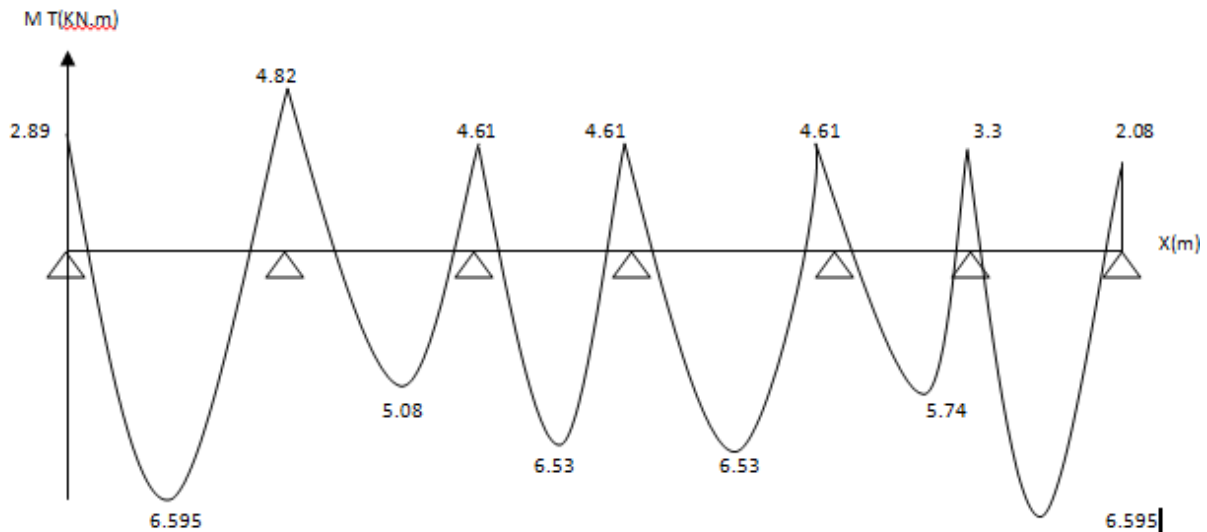


Figure III.2.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

• Calcul des efforts tranchants

Travée 1-2

$$T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} + \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_1 = \frac{-2.89 - (-4.82)}{3.1} + \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_1 = 13.051 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} - \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_2 = \frac{-2.89 - (-4.82)}{3.1} - \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_2 = -11.805 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} + \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_2 = \frac{-4.82 - (-4.61)}{3} + \frac{8.018 \times 3}{2}$$

$$T_2 = 11.957 \text{ KN}$$

$$T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} - \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_3 = \frac{-4.82 - (-4.61)}{3} - \frac{8.018 \times 3}{2}$$

$$T_3 = -12.097 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} + \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_3 = \frac{-4.61 - (-4.61)}{3.2} + \frac{8.018 \times 3.2}{2}$$

$$T_3 = 12.829 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_4 = \frac{-4.61 - (-4.61)}{3.2} - \frac{8.018 \times 3.2}{2}$$

$$T_4 = -12.829 \text{ KN}$$

Travée 4-5

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_4 - M_5}{l_{4-5}} + \frac{q_u \times l_{4-5}}{2}$$

$$T_4 = \frac{-4.61 - (-4.61)}{3} + \frac{8.018 \times 3}{2}$$

$$T_4 = 12.027 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_4 - M_5}{l_{4-5}} - \frac{q_u \times l_{4-5}}{2}$$

$$T_5 = \frac{-4.61 - (-4.61)}{3} - \frac{8.018 \times 3}{2}$$

$$T_5 = -12.027 \text{ KN}$$

Travée 5-6

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_5 - M_6}{l_{5-6}} + \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

$$T_5 = \frac{-4.61 - (-4.82)}{3.1} + \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_5 = 12.498 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_6 = \frac{M_5 - M_6}{l_{5-6}} - \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

$$T_6 = \frac{-4.61 - (-4.82)}{3.1} - \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_6 = -12.358 \text{ KN}$$

Travée 6-7

$$\bullet \quad T_6 = \frac{M_7 - M_6}{l_{6-7}} + \frac{q_u \times l_{6-7}}{2}$$

$$T_6 = \frac{-2.89 - (-4.82)}{3.1} + \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_6 = 13.062 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_7 = \frac{M_7 - M_8}{l_{6-7}} - \frac{q_u \times l_{6-7}}{2}$$

$$T_7 = \frac{-2.89 - (-4.82)}{3.1} - \frac{8.018 \times 3.1}{2}$$

$$T_7 = -11.428 \text{ KN}$$

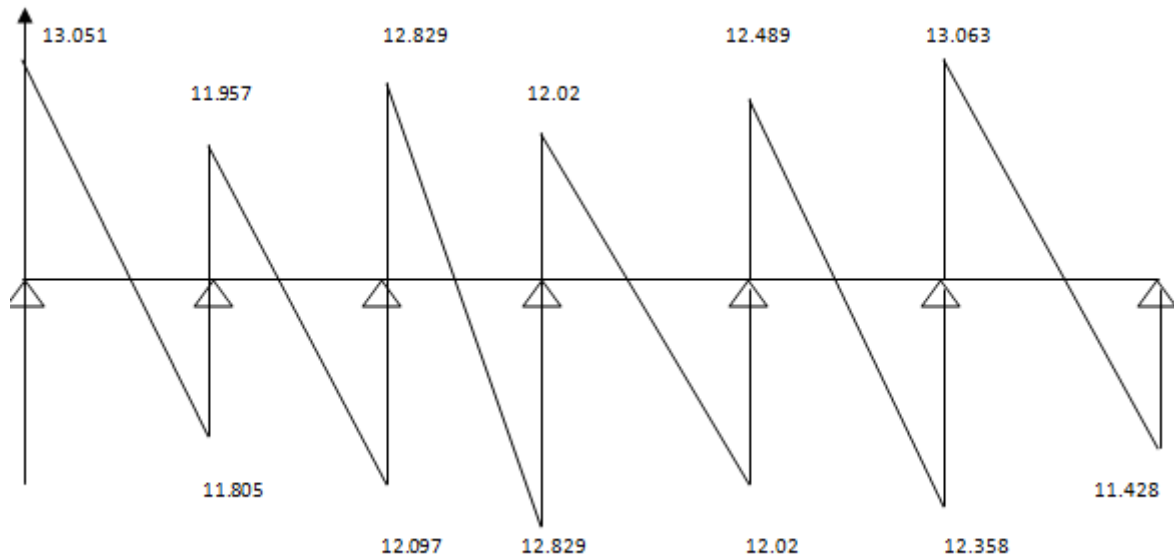


Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Calcul à l'ELS ($q_s = 5.759 \text{ KN/ml}$)

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre de la poutre, ce qui est pour notre cas, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS il suffit de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $\mu = \frac{q_s}{q_u}$

On a : $q_u = 8.018 \text{ KN/ml}$

Et : $q_s = 5.759 \text{ KN/ml}$

D'où : $\mu = \frac{q_s}{q_u} = 0.72$

- **Diagramme des moments fléchissant**

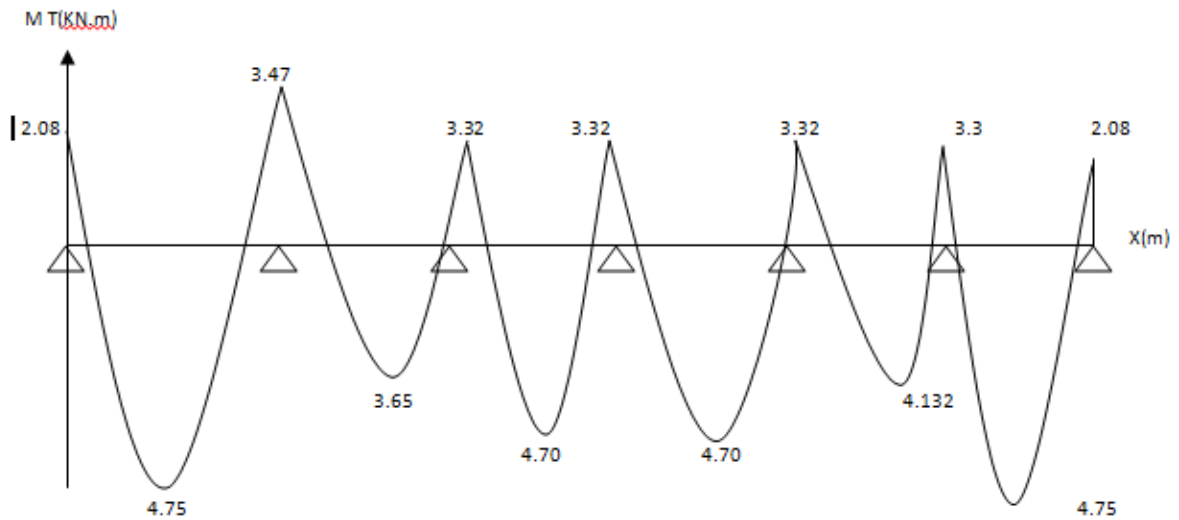


Figure III.2.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- **Diagramme des efforts tranchants**

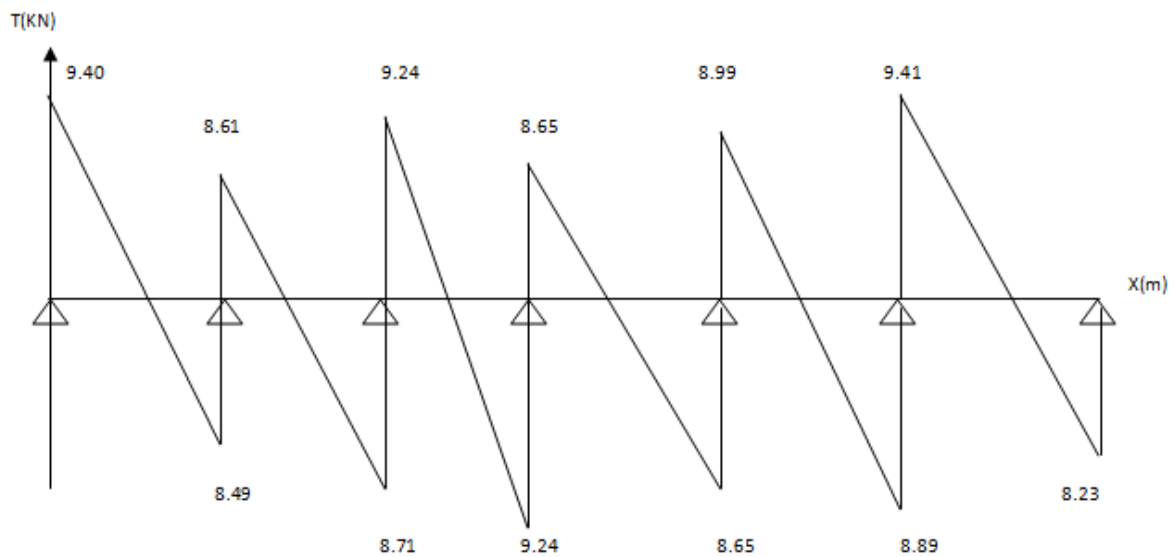


Figure III.2.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.1.5 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 6.595 KN.m$
- $M_{a \max} = 4.82 KN.m$

Calcul des armatures

A. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

1. En travée

$$M_{t \max} = 6.595 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

- La position de l'axe neutre

Si : $M_{t \max} > M_0$ L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_{t \max} < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression.

D'où :

$$M_{t \max} = 6.595 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.595 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.022 \text{ } \beta = 0.989 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.595 \times 10^6}{0.989 \times 180 \times 348} = 106.46 \text{ mm}^2 = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

2. Aux appuis

$$M_{a \max} = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 4.82 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.82 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\mu = 0.087 < \mu_l = 0.392 \quad \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.087 \quad \dots\dots\dots \beta = 0.945 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^6}{0.945 \times 180 \times 348} = 81.43 \text{ mm}^2 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

B. Armatures transversales BAEL91modifié99 (Art.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l \right\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset_l$: Diamètre longitudinale des barres ;

$$\emptyset_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

On prend $\emptyset = 8 \text{ mm}$ on adopte = 2Ø8 avec $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers $\emptyset = 8 \text{ mm}$.

C. Espacement des armatures BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 22)

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

$\Rightarrow$ On prend **St = 15 cm.**

La section des armateurs doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91modifié99 (Art A.4.2, 1)}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6 vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91modifié99 (Art A.4.2,1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

1. En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91modifié99 (Art A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.062 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.284$$

$$\tau_{se} = 1.284 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée.

C. Ancrage des barres BAEL91modifié99 (Art 6.1 ,221)

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

$$l_s = 35\phi$$

$$l_s = 35 \times 1.0 = 35$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

Finalement : La longueur $L_c = 15 \text{ cm.}$

D. Vérification au cisaillement BAEL91modifié99 (A.5.1, 322)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{13.062 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.605 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.605 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

E. Influence de l'effort tranchant

- Au niveau des appuis de rive **BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.052 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_s = 0.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Au niveau des appuis intermédiaires **BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 13.062 \times 0.18 = 2.116 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 4.82 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 2.116 \text{ kN.m} < M_u = 4.82 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- Sur le béton **BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 13.062 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.344 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.344 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7 vérification à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art A.4.5,2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

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

1. En travée : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 4.748 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.748 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 193.785 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 193.785 = 6.589 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

2. Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 3.470 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.470 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 140.169 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 140.169 = 4.766 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C. Etat limite de déformation BAEL91modifié 99 (Art B.6.8,424)

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. Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.063 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.063 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{4.748}{15 \times 9.244} = 0.043 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

Armatures principales : Aux appuis : $A_{sa}=2HA10$.

En travée : $A_{st}=2HA10$.

Armatures transversales : $A_t=2HA8$ (cadre + étrier) ; $S_t=15cm$.

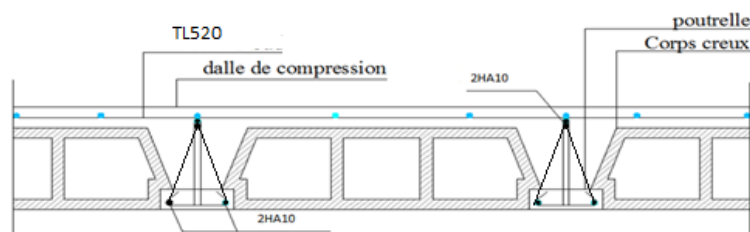


Figure III.2.13 : Ferrailage du plancher à corps creux.

III-3 Calcul des balcons:

Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher ; il est soumis à des charges permanentes G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G_1 : charge permanente du garde-corps.

Q : surcharge du garde-corps.

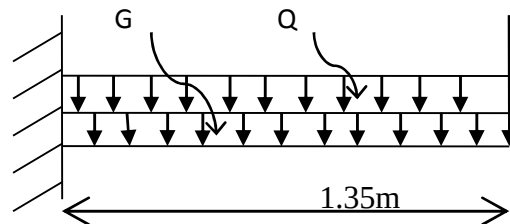


Figure III-3-1) : Schéma statique de calcul.

III-3-1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$ep \geq L/10$ avec L : largeur du balcon = 1,00 m

$ep \geq L/10 = 100/10 = 10$ cm

soit : **$ep = 15$ cm.**

III-3-2 Détermination des sollicitations :

a) charge permanente de la dalle (G) :

- Poids propre de la dalle $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$ KN/ml
- Poids de revêtement ($e = 2$ cm) $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml
- Mortier de pose ($e = 2$ cm) $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml
- Couche de sable ($e = 2$ cm) $0,02 \times 18 = 0,36$ KN/ml
- Enduit ciment ($e = 2$ cm) $0,02 \times 18 = 0,36$ KN/ml

$G = 5,35$ KN/ml

b) charge permanente du garde-corps (G_1) :

- Poids de la brique : $0,1 \times 9 = 0,9$ KN/m².
- Poids de l'enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 2 = 0,72$ KN/m².

$G_1 = 1,62$ KN/m².

c) Surcharge d'exploitation de la dalle (Q) :

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

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

$Q_1 = 1$ KN/ml

• Combinaisons de charges

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,35) + (1,5 \times 3,5) = 12,47 \text{ KN/m.}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1,35 \times g_1) \times 1m = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN.}$$

- A l'ELS :**➤ La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_s = g = 1,62 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des moments fléchissant :**- A l'ELU :**

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{-12,47 \cdot 1,3^2}{2} - 2,19 \cdot 1,3 = -13,37 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l$$

$$M_s = -\frac{8,85 \cdot 1,3^2}{2} - 1,62 \cdot 1,3 = -9,58 \text{ KN.m}$$

III-3-3 Ferrailage:

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

• Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,37 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,37 \cdot 10^3}{0,966 \cdot 12 \cdot 348} = 3,31 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA10 = 3,92 cm²** avec **St = 20cm**

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit une section de **4HA8 = 2,01 cm²** avec **St = 25 cm**

III.3.4 Vérifications des contraintes à l'ELU:**• Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_s = 3,92 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99):

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $V_u = q_u \cdot l + g_u$

$$V_u = (12,47 \cdot 1,3) + 1,62 = 17,83 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot 3,14 \cdot 10 = 15,70 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{17,83 \cdot 10}{0,9 \cdot 12 \cdot 15,7} = 1,05 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{17,38.10}{100.12} = 0,148 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99):**

- **Armatures principales :**

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

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.5 Vérification à l'ELS :

a) Acier :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s}$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.3,92}{100.7} = 0,56 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,888 ; k_1 = 29,46$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,58 . 10^6}{0,888 . 70.392} = 158,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 158,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Béton :

❖ Vérification des contraintes de compression du béton:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{158,15}{23,92} = 6,61 \text{ MPa.}$$

D'où

$$\sigma_{bc} = 6,61 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} . f_e; 110 \sqrt{\eta . f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 158,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Etat limite de déformation :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,12 > 0,10 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow 0,12 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,925}{100.12} = 0,00327 \geq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

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

Armatures principales: **5HA10** (St= 20 cm).

Armatures répartition: **4HA8** (St= 20 cm)

III-4 Escaliers:**III-4-1 Définition:**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

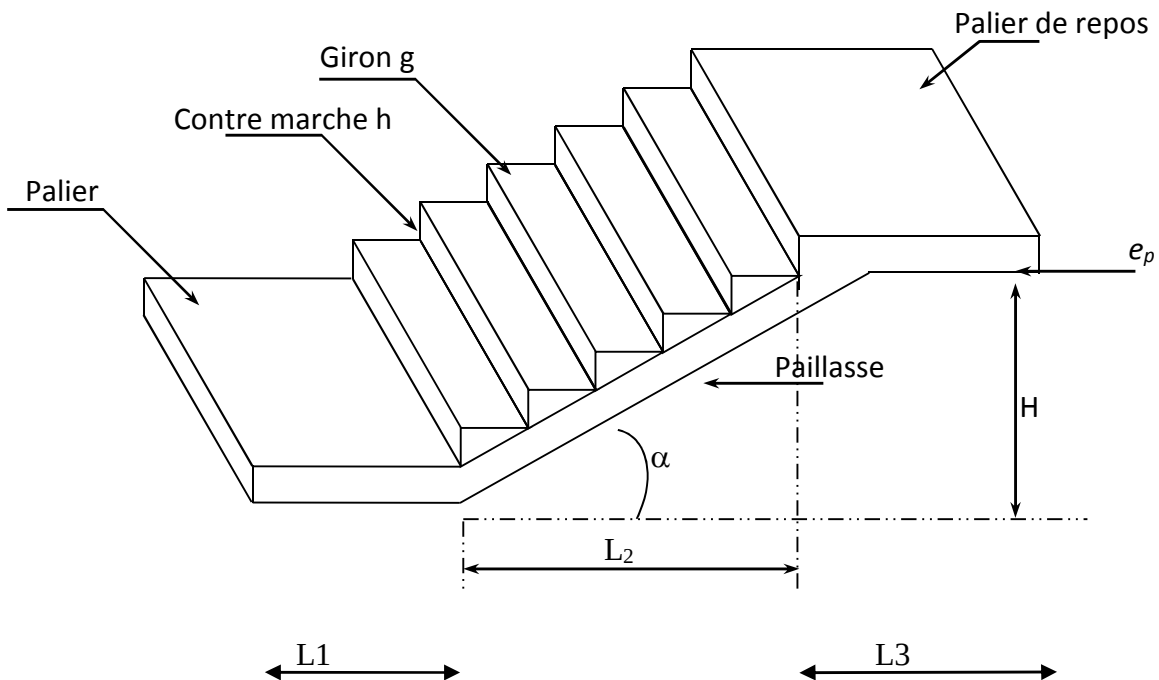


Figure.18 : Schéma statique de l'escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier, l'escalier menant du RDC à l'étage courant passant par l'étage de service comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire.

III-4- Escalier d'étage courant :**III-4-1 Dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n-1 = 9-1 = 8$$

Le giron g :

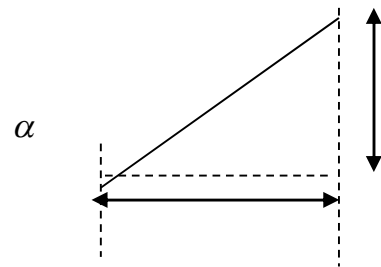
$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{220}{8} = 27,5\text{cm}$$

- Vérification de la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$27,5 + 2 \cdot (17) = 61,5\text{cm}$$

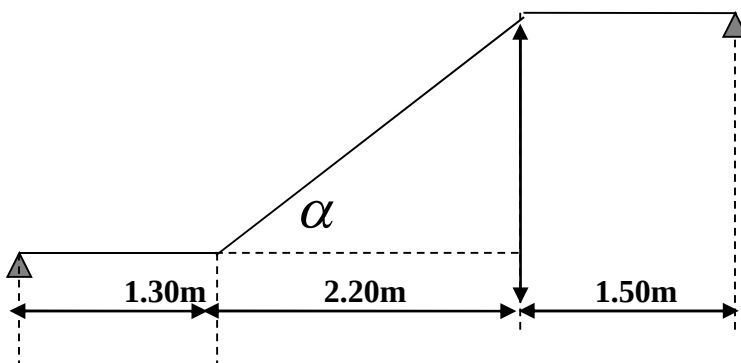
La condition est vérifiée



Alors : $h = 17\text{cm}$

$$g = 27,5\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h = 17\text{cm}$** et un giron **$g = 27,5\text{ cm}$**



b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse aura une épaisseur e_p telle que :

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

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27,5} = 0.618 \Rightarrow \alpha = 31,71^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 1,30 + \frac{2,20}{\cos 31,71} + 1,50 = 5,38 \text{ m.}$$

$$538 / 30 \leq e_p \leq 538 / 20 \rightarrow 17,93 \leq e_p \leq 26,9$$

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$.

III-4-2 Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes :

a-1) Palier :

Tableau III.9 : Calcul de la charge permanente du palier.

2	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.25	6.25
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
				G_T = 7.78

a-2) paillasse :

Tableau III.10 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marches	25	0.25/2	3.12
05	Paillasse	25	0.25/cos α	7.35
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
				G_T =12

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m.**

III-4-3 Calcul à l'ELU :

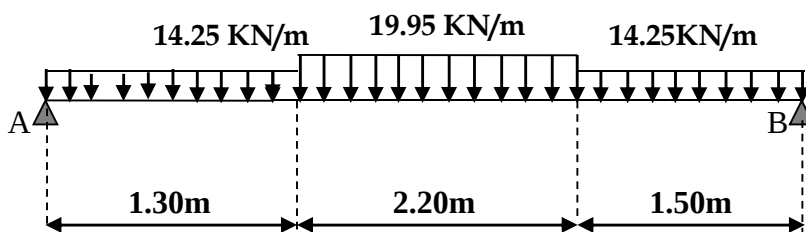
a) Combinaison de charges :

Volée : $q_u^v = 1.35 \times 12 + 1.5 \times 2.5 = 19.95 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_u^p = 1.35 \times 7.78 + 1.5 \times 2.5 = 14.25 \text{ KN/m.}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

b) Etude des paillasse et des paliers :



b-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 83,79 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{14.25 \times 1.30^2}{2} + 19.95 \times 2.20 \times 2.40 + 14.25 \times 1.50 \times 4.25 = 5 R_B$$

Donc: $R_A = 42,15 \text{ KN}$

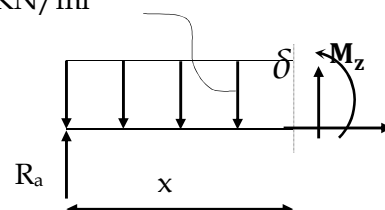
$R_B = 41,64 \text{ KN}$

b-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$

$$\sum M /_\delta = 0$$

14.25 KN/ml



$$M_z = -7,12x^2 + 42,15x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,30 \rightarrow M_z = 42,76 \text{ KN.m}$

 T_y

$$T_y = -14,25x + 42,15$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 42,15 \text{ KN}$.

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 23,62 \text{ KN}$

2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9,97x^2 + 49,56x - 4,81$$

Pour $x=1.30 \rightarrow M_z = 42,76 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.50 \rightarrow M_z = 46,44 \text{ KN.m}$

$$T_y = -19,95x + 49,56$$

 R_a

Pour $x=1.30 \rightarrow T_y = 23,62 \text{ KN}$.

Pour $x=3.50 \rightarrow T_y = -20,26 \text{ KN}$.

La section dangereuse est dans la travée 2 ($-20,26 < T_y = 0 < 23,62$) :

$$T_y = -19,95x + 49,56 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.48 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -9,95x^2 + 49,56x - 4,81.$$

$$M_{zu}^{max}(2.48) = 56,90 \text{ KN.m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,12x^2 + 41,64x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

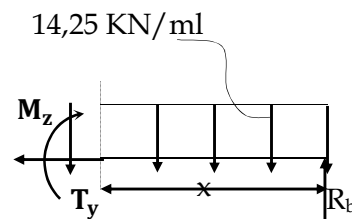
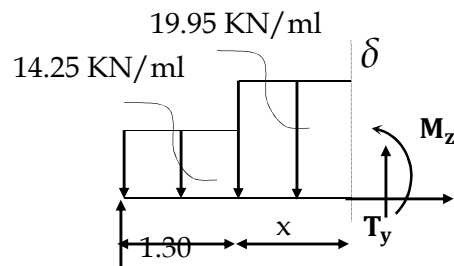
Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 46,44 \text{ KN.m}$

$$T_y = 14,25x - 41,64$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -41,64 \text{ KN}$.

Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -20,26 \text{ KN}$.

Remarque :



Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 56,90 = -17,07 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 56,90 = 48,36 \text{ KN.m}$$

b-3) Diagramme des Efforts internes :

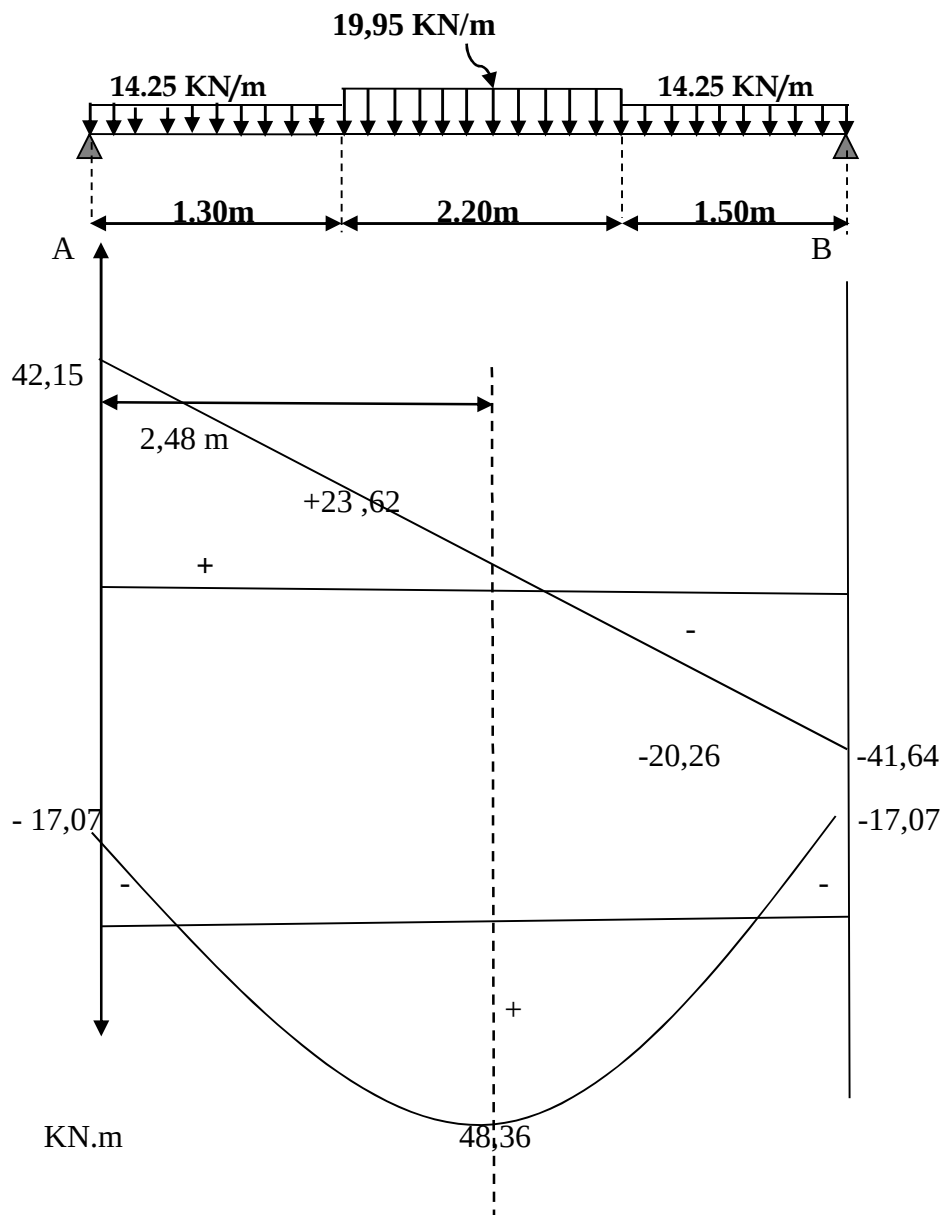
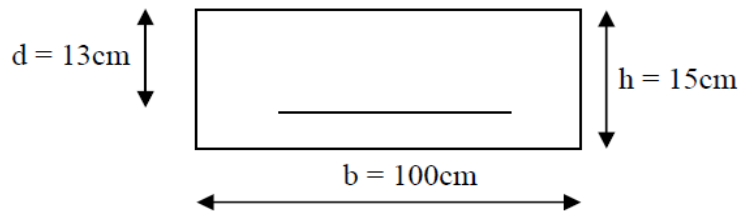


Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

b) Calcul des armatures:

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.



- **Armatures principales :**

- ❖ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.07 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14,2} = 0,071 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0,071 \rightarrow \beta = 0,935.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.07 \cdot 10^3}{0,935 \cdot 13 \cdot 348} = 4,04 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA12 = 5,65 cm²** avec **St = 20cm.**

- **Armatures de répartition:**

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

On adopte : **5 HA8 = 2,51cm²** avec **St = 20cm.**

- ❖ **En travée**

$$M_{ut} = 48.36 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.36 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14,2} = 0,202 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_t = 0,202 \rightarrow \beta = 0,886.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48.36 \cdot 10^3}{0,886 \cdot 13 \cdot 348} = 7,69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA14 = 7.69 cm²** avec **St = 20cm.**

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²** avec **St = 20cm.**

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

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

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

-Aux appuis : $A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- En travées : $A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

Aux appuis: $e = 20 \text{ cm}$ } $< \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 En travées : $e = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

Aux appuis: $e = 20 \text{ cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 En travées : $e = 20 \text{ cm}$

- **Contrainte tangentielle (Art A.5.1.2 BAEL91/99):**

$T_u \max = 28,38 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} = \frac{28,38.10^3}{1000.130} = 0,218 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,25; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,218 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3):**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi.f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9.d.\Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 22,60 \text{ cm}.$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{28,32.10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 226} = 1,071 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement:**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\overline{\tau_s}} \rightarrow \overline{\tau_s} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$l_s = \frac{12.400}{4 \cdot 2,835} = 423,28 \text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 45 \text{ cm}.$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_s = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm}$.

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$.

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}$$

Avec: $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 13 = 11,7 \text{ cm}$.

$$V_u = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 11,7 \cdot 100}{1,5} = 780 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} = 28,32 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que $A_a \geq \frac{\tau_y^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{28,32 \cdot 10^3}{348} = 81,28 \text{ mm}^2$.

$$A_a = 8,128 \text{ cm}^2 > 6,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-5 Calcul à L'ELS:

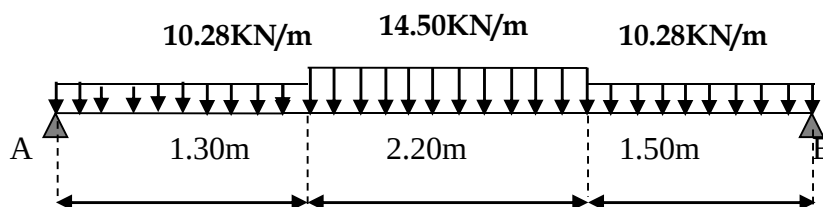
a) **Combinaison de charges à l'ELS :**

Volée : $q_u^v = 12 + 2,5 = 14,50 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_u^p = 7,78 + 2,5 = 10,28 \text{ KN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis

b) **Etude des poutres de palier :**



b-1) **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 60,68 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{10,28 \times 1,30^2}{2} + 14,50 \times 2,20 \times 2,40 + 10,28 \times 1,50 \times 4,25 = 5 R_B$$

Donc: $R_A = 30,52 \text{ KN}$

$R_B = 30,15 \text{ KN}$.

b-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,14x^2 + 30,52x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,30 \rightarrow M_z = 30,98 \text{ KN.m}$.

$$T_y = -10,28x + 30,52$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 30,52 \text{ KN}$.

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 17,15 \text{ KN}$.

2^{eme} tronçon : $1.3 \leq x \leq 3.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,25x^2 + 35,81x - 3,57$$

Pour $x=1,3 \rightarrow M_z = 19,98 \text{ KN.m}$

Pour $x=3,50 \rightarrow M_z = 32,95 \text{ KN.m}$.

$$T_y = -14,50x + 35,81$$

Pour $x=1,3 \rightarrow T_y = 16,96 \text{ KN}$.

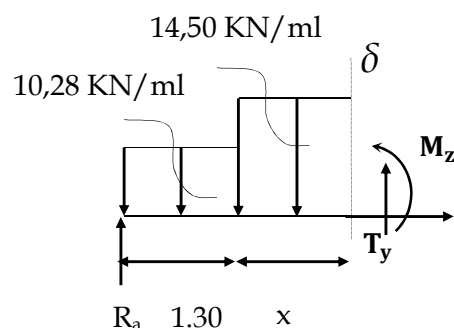
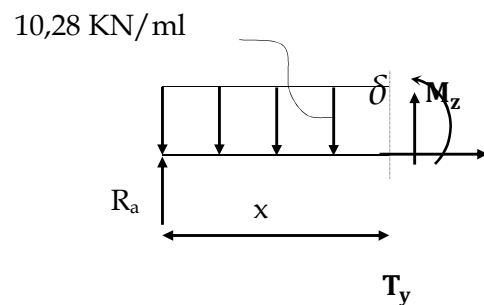
Pour $x=3,50 \rightarrow T_y = -14,94 \text{ KN}$

Le moment max à l'état limite ultime :

$$T_y = -14,50x + 35,81 = 0 \quad \rightarrow \quad \underline{x = 2,47 \text{ m.}}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -7,25x^2 + 35,81x - 3,57$$

$$M_{zu}^{max}(2,47) = 40,65 \text{ KNm.}$$



3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,14x^2 + 30,15x$$

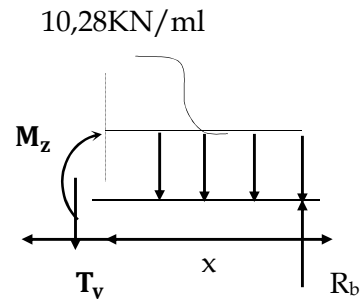
$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1.50 \rightarrow M_z = 33,66 \text{ KN.m}$$

$$T_y = 10,28x - 30,15$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -30,15 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=1.50 \rightarrow T_y = -14,73 \text{ KN}$$



Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

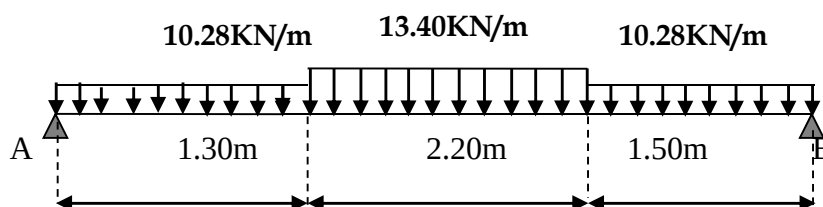
-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 40,65 = -12,19 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 40,65 = 34,55 \text{ KN.m}$$

b-3) Diagramme des Efforts internes :



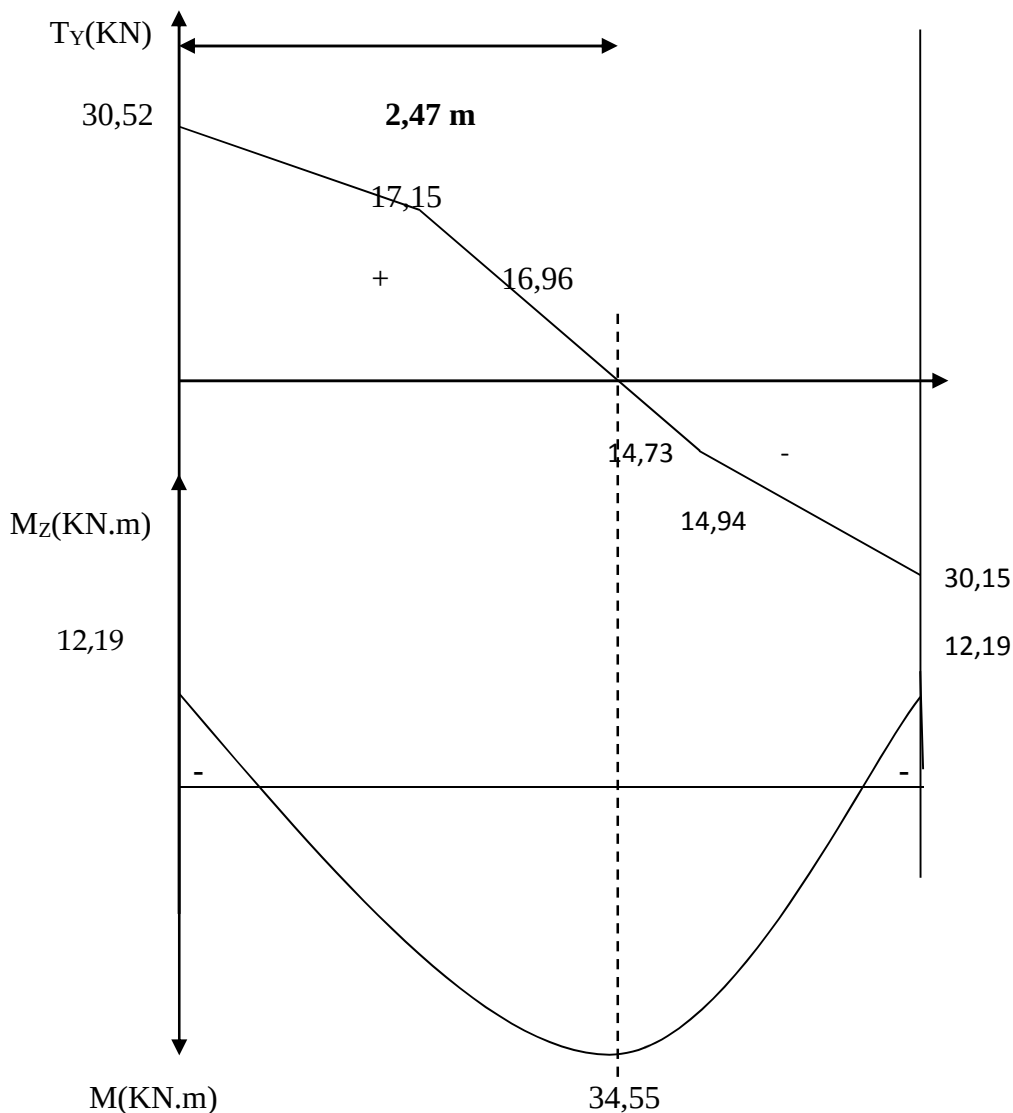


Figure III.4.5: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III -4-6 Vérification des contraintes à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En travées : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 7,69}{100 \cdot 13} = 0,59 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,886 ; k_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{34,55 \cdot 10^3}{0,886 \cdot 13 \cdot 7,69} = 279,06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{279,06}{28,86} = 9,67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,79}{100 \cdot 13} = 0,52 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,892 ; k_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{12,9 \cdot 10^3}{0,892 \cdot 13 \cdot 6,79} = 136,84,99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{136,84}{31,30} = 4,37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation:**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{3,77} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,062$ condition non vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{0,15}{3,77} = 0,039 < \frac{15,86}{10.4,36} = 0,36$ condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{679}{1000.130} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,010$ condition non vérifiée.

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s.L^2}{10.E_v.I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,7}{500} = 0,0074\text{m.}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère $E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

I_0 : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

L : Longueur libre.

- **Calcul des paramètres:**

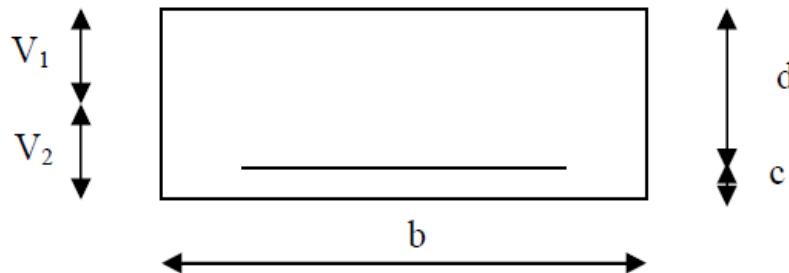
$S_{xx'}$: Moment statique ;

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d = \frac{100.15^2}{2} + (15.7,69.13) = 12749,55\text{cm}^2.$$

B_0 : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b.h + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7,69) = 1615,35 \text{ cm}^2..$$

Position du centre de gravité :



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12749,55}{1615,35} = 7,89 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,89 = 7,11 \text{ cm.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

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

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,89^3 + 7,11^3) + 15.7,69.(7,11 - 2)^2 = 28942,59 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{15,86.3,70^2}{10.10819.10^3.28942,59.10^{-8}} = 0,0069 \text{ m} < \bar{f} = 0,0074\text{m.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

III-4-7 Calcul de la poutre palière:

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux sa portée est de 3,20 m (longueur libre entre nus d'appuis).

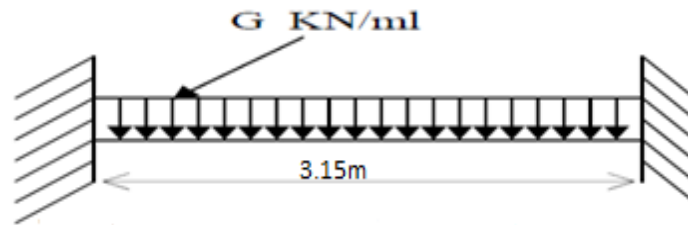


Figure III.4.6: Schéma de la poutre palière.

1) Pré-dimensionnements

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad h_t : \text{la hauteur de la poutre}$$

L : la partie libre $L = 3,20 - 0,35 = 2,85$ m.

On prend **ht = 30 cm**

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{b=20 \text{ cm}}$$

2) Recommandations du RPA (Art 7.5.1) :

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,5 < 4$$

Notre poutre a pour dimensions $(b.h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

3) Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière:

Poids propre de la poutre: $G = 0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2,19 \text{ KN /ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_A = 28,49 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_A=20,3 \text{ KN/ml}$

4) Calcul à l'état limite ultime:

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35.G + \frac{2R_A}{L} = 1,35.1,5 + \frac{2.28.49}{2.85} = 22,02 \text{ KN/ml}$$

- **Calculs des efforts internes :**

-Efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_u}{2} \cdot l = \frac{22,02}{2} \cdot 2,85 = 31,38 \text{ KN.}$$

-Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u}{8} \cdot l^2 = \frac{22,02}{8} \cdot 2,85^2 = 22,36 \text{ KN.m}$$

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

$$M_u \text{ travées} = 0,85 \cdot M_u = 0,85 \cdot 22,36 = 19,01 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ appuis} = -0,3 \cdot M_u = -0,3 \cdot 22,36 = -6,71 \text{ kN.m}$$

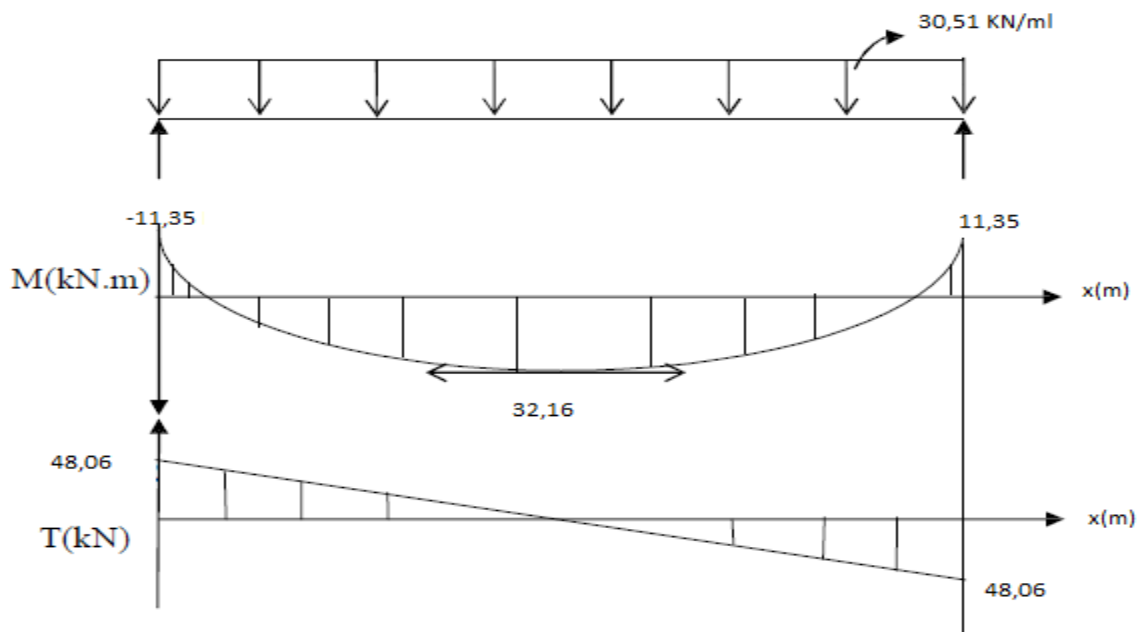


Figure III.4.7 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

❖ Calcul des armatures

• Aux appuis :

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,71 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$\mu_a = 0,030 \quad \rightarrow \beta = 0,979.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,71 \cdot 10^5}{0,979 \cdot 28 \cdot 100 \cdot 348} = 0,703 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm²**.

• En travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,16 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,144 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,144 \quad \rightarrow \beta = 0,922.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,01 \cdot 10^5}{0,979 \cdot 28 \cdot 100 \cdot 348} = 1,99 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm²**.

➤ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section d'armature calculée en appuis et en travées sont supérieures à la section minimale donnée par le RPA version 2003. Donc on maintient les sections d'armatures calculées.

❖ Vérification à l'ELU:

• Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2.1):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

- **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1.) :**

$$T_{\max} = 31,38 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{31,38 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 0,56 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,38 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 12} = 1,101 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,101 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99. Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_s} \text{ Avec } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,52 \cdot 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,853} = 42,06 \text{ cm. On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse l'épaisseur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91/99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm. on prend : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**
- **Appuis de rive :**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures

Suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

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

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31,38 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,901 \text{ cm}^2.$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.

- **Influence sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91):**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 31,38 \cdot 10^3}{200 \cdot 0,9 \cdot 280} = 1,25 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8,57; 20\} = 8,57 \text{ mm.}$$

Soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Nous adopterons pour 1cadre et un étrier en $\phi 8$.Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

2) Espacement des armatures transversale (Art A.5, 22/BAEL91):

$$S_t \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} = \min \{25,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm} .$$

Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):

1) Zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right\} = \min \{7,5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

2) Zone courante (travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3)-Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,003. S_t. b = 0,003.15.20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{st adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ RPA}} = 0,9 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4)-Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91):

$$A_{\min} > \frac{0,4. b. S_t}{400} = \frac{0,4.20.15}{400} = 0,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{st adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ BAEL}} = 0,30 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :**a) combinaison de charge:**

$$\text{Poids propre de la poutre: } G_p = 0,20. 0,30. 25 = 1,5 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : } R_B = 14,65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur } G_M = 1,46 \times 2,76 = 4,03 \text{ KN/ml}.$$

b) Calcul à l'état limite de service :

$$\text{Poids propre de la poutre à l'ELU } q_{pp} = 1,5 + 4,03 = 5,53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction de la poutre à l'ELS : } R_B = 14,65 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5,53 + 14,65) = 20,18 \text{ KN/ml}$$

6) Efforts tranchants :

-Efforts tranchants :

$$T_s = \frac{q_s}{2} \cdot l = \frac{20,18}{2} \cdot 2,85 = 28,77 \text{ KN.}$$

-Moments fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{20,18}{8} \cdot 2,85^2 = 20,49 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 20,49 = 24,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 20,49 = -6,15 \text{ kN.m}$$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En travées : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,62}{20 \cdot 28} = 0,825 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,870 ; k_1 = 23,46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{24,11 \cdot 10^3}{0,870 \cdot 28 \cdot 4,62} = 214,23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{214,23}{23,46} = 9,13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{20 \cdot 28} = 0,605 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,885 ; k_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6,15 \cdot 10^3}{0,885 \cdot 28 \cdot 3,39} = 73,21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{73,21}{28,48} = 2,57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation:**

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

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{285} = 0,105 > \frac{1}{16} = 0,062$ condition vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{30}{285} = 0,105 > \frac{24.11}{10.20,49} = 0,117$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{20.28} = 0,00825 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ condition non vérifiée.

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on procède au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{2.85}{500} = 0,0057 \text{m.}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

I_0 : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

L : Longueur libre.

– **Calcul des paramètres:**

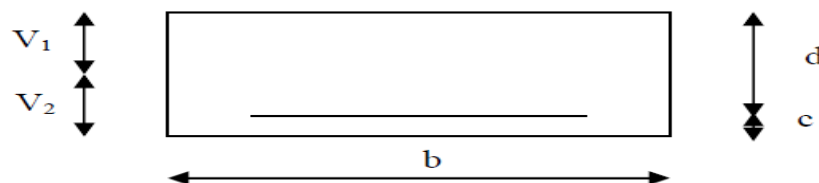
$S_{xx'}$: Moment statique ;

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{20 \cdot 30^2}{2} + (15 \cdot 4,62 \cdot 28) = 10940,40 \text{cm}^2.$$

B_0 : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = (20 \times 30) + (15 \times 4,62) = 669,30 \text{ cm}^2..$$

Position du centre de gravité :



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{10940,40}{669,30} = 16,34 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,34 = 13,66 \text{ cm.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

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

$$I_0 = \frac{20}{3} (16,34^3 + 13,66^3) + 15 \cdot 4,62 \cdot (13,66 - 2)^2 = 55499,08 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{24 \cdot 11 \cdot 2,85^2}{10 \cdot 10818,865 \cdot 10^{-3} \cdot 55499,08 \cdot 10^{-8}} = 0,0032 \text{ m} < \bar{f} = 0,0074 \text{ m}.$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34):**

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

III-5 Salle machine:

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1 \text{ m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

A- Caractéristique de l'ascenseur:

$$L_x = 1.45 \text{ m} ; \quad L_y = 1.70 \text{ m} ; \quad S = 2.465 \text{ m}^2.$$

B- Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

III-5 -1 Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

III-5 -2 Pré-dimensionnement:

La dalle n'est pas continue.

1) Hauteur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4.83 \text{ cm}.$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm [RPA99 version 2003].

On optera pour une hauteur $h = 15 \text{ cm}$.

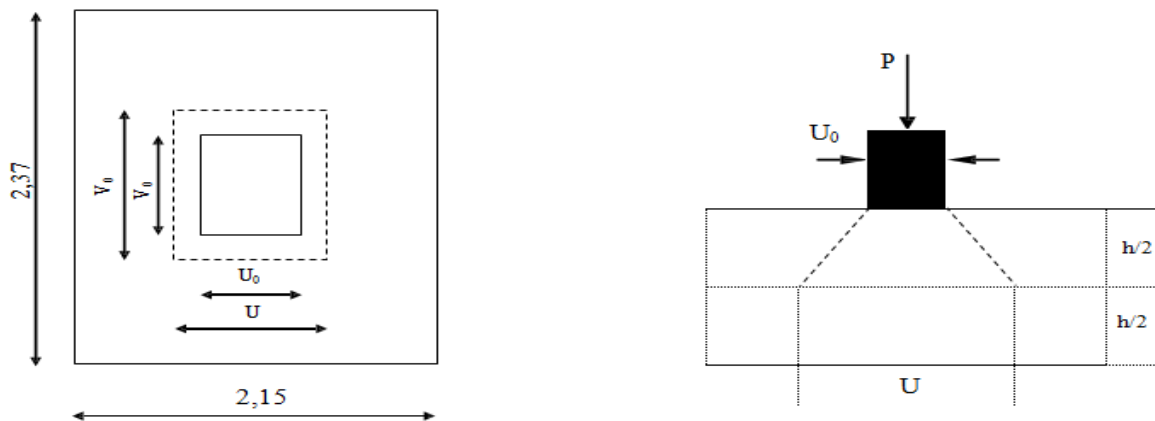


Figure III-5-2 : Schéma statique.

3) Evaluation des moments M_x et M_y :

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec: ν coefficient de poisson - ELU $\nu = 0$.

- ELS $\nu = 0,2$.

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le

rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,853 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,853 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$U = U_0 + 2e + h_0$$

$$V = V_0 + 2e + h_0$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,45} = 0,724$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,70} = 0,618.$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le sous tableau de PIGEAU relatif à $\rho = 0,9$:

Une interpolation simple donne les valeurs suivantes :

$$M_1 = 0,082, \quad M_2 = 0,055$$

a-Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

- A l'ELU : $v = 0$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 90 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_{x1} = q M_1 = 90 \times 0,082 = 7,38 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = q M_2 = 90 \times 0,055 = 4,95 \text{ KN}$$

b-Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a $0,4 < \rho < 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,853 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

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

$$\text{Avec : } G = 25,0, 15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0509 \times 6,563 \times 1,45^2 = 0,702 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,685 \times 0,702 = 0,481 \text{ KN.m}$$

c- Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,38 + 0,702 = 8,082 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,95 + 0,481 = 5,431 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue. On aura donc :

- Moments en travée : $M^t = 0,85 M$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 4,62 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis : $M^a = -0,30 M$

$$M_x^a = -0,30 M_x = -2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,30 M_y = -1,63 \text{ KN.m}$$

III-5 -3 Calcul de la section d'armature :

1-Sens longitudinal :**- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{6,87 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,028 < 0,392.$$

→ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; A_t = \frac{6,87 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 13 \cdot 348} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{2,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,010 < 0,392.$$

$\mu_b = 0,010 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; A_a = \frac{2,42 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 13 \cdot 348} = 0,54 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

2-Sens transversal :**- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{4,62 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,020 < 0,392$$

$\mu_b = 0,020 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; A_t = \frac{4,62 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 13 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_t = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{1,63 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,006 < 0,392$$

$\mu_b = 0,006 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; A_a = \frac{1,63 \cdot 10^3}{0,997 \cdot 13 \cdot 348} = 0,361 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_a = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-5 -4 Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton (Art : B-7-4/BAEL91):

$$A_s \geq A_{\min} = w_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,853$$

Avec: $w_0 = 0,0008$ pour *HA Fe E400*

$A_{\min}$: section minimale d'acier.

S : section du béton.

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{(3-0,853)}{2} = 1,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10}$.

$\emptyset$: diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm}.$$

3) Vérification de l'espacement des barres :

-Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

-Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Armatures $A_X // L_X$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures $A_Y // L_Y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91):

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (95 + 95) = 3,80 \text{ m.}$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 9 = 12,15 \text{ t.}$$

$$q_u = 12,15 \text{ t} \leq \frac{0,045 \cdot 4,20 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 47,25 \text{ t.}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

5) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2U+V} ; \text{ avec } P=90 \cdot 1,35 = 121,5 \text{ KN}; 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \cdot 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3V} = \frac{121,5}{3 \cdot 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{38,57}{1000 \cdot 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-5 -6 Vérifications à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

a) Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

- A l'ELS : $v = 0,2$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 90 (0,082 + 0,2 \cdot 0,055) = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2 M_1) = 90 (0,055 + 0,2 \cdot 0,082) = 6,24 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,853 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0509 \cdot 4,75 \cdot 1,40^2 = 0,474 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,685 \cdot 0,474 = 0,325 \text{ KN.m}$$

c) Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,37 + 0,474 = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,24 + 0,325 = 6,57 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

$$\text{Moment en travée : } M^t = 0,85 M$$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 8,84 = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 6,57 = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments aux appuis : } M^a = -0,3 M$$

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \cdot 8,84 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \cdot 6,57 = -1,97 \text{ KN.m}$$

2) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$) on doit vérifier la condition suivante :

- **Sens longitudinal:**

Aux appuis : $M_a = 2,65 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.13} = 0,154 \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0,193 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{2,65.10^3}{0,936.13.2,01} = 108,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 108,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,016\sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,016.108,35 = 1,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée: $M_t = 11,133 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.3,02}{100.13} = 0,232 \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0,231 \\ \beta_1 = 0,923 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{7,51.10^3}{0,923.13.2,01} = 311,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 311,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,02\sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,02.311,39 = 6,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal:

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

4)Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20.M_y} \rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{7,51}{20.8,84} = 0,042 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2,01}{100.13} = 0,0015 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'E LU sont suffisantes

III.6. Étude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre :**a) hauteur h_t :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}$: est la portée entre nus des appuis.

$$L_{\max}=460 \left\{ \begin{array}{l} \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \\ 30.66\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99 modifié 2003 (Ar.7.5.1)

La condition ($h \geq 30\text{cm}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h=35\text{cm}$

b) Largeur b :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

$$b=30\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t=35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chaînage est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :**- Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre: $G=0,35 \times 0,3 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher: $G= 5,54 \times 0,65/2 = 1,8 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre de mur en double cloison..... $2.81 \times 1\text{m} = 2.81 \text{ KN/ml}$.

- Poids total:

$$G = 2.63 + 1,8 + 2.81 = 7,24 \text{ KN/ml}$$

- Surcharges d'exploitation :

Plancher étage courant à usage d'habitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,49 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison de charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.24 + 1,5 \times 0,49 = 10.51 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 7.24 + 0,49 = 7.73 \text{ KN/ml}$$

III.6.3. Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

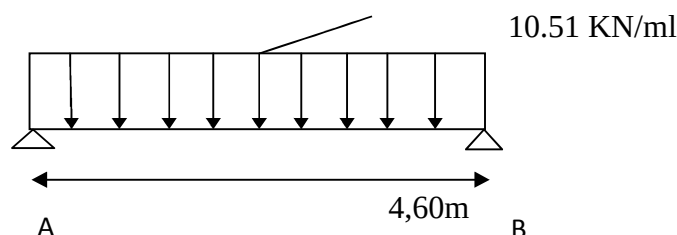


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.6.3.1. Calcul des efforts :

- Calcul des moments:

Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

-En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times \frac{10.51 \times 4.60^2}{8} = 23.63 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis :

$$M_A = M_B = -0.3 \times \frac{10.51 \times 4.60^2}{8} = -8.34 \text{ KN.m.}$$

- Réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = q_u \times L / 2 = 10.51 \times 4.60 / 2 = 24.17 \text{ KN}$$

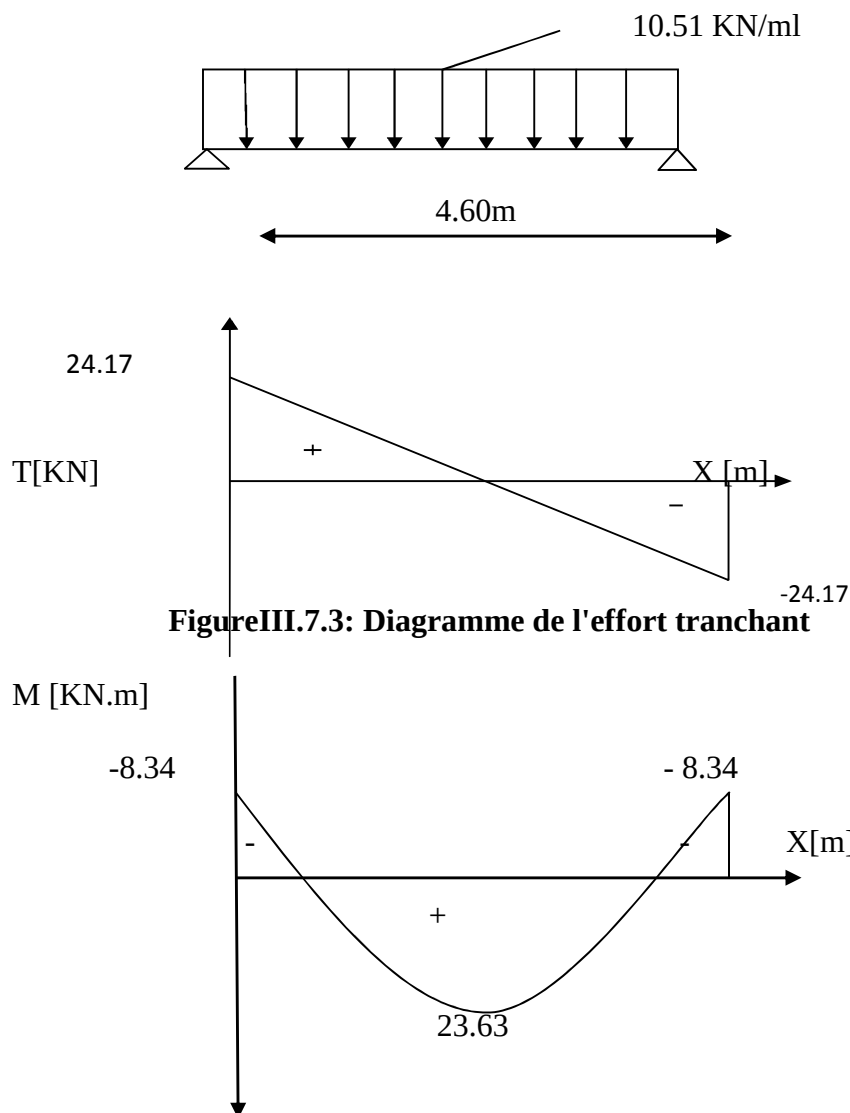


Figure III.6.2 : Diagramme du moment fléchissant

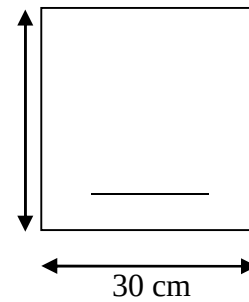
III.6.4. Ferrailage :

- Armatures principales :

-en travée :

$$d=32.5 \text{ cm} \quad b=30 \text{ cm} \quad c=2.5 \text{ cm}$$

35cm



$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.63 \times 10^6}{300 \times (325)^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972 \text{ par interpolation}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.63 \times 10^3}{0.972 \times 32.5 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

on prend **3HA12 = 3,39cm²**

-aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.34 \times 10^6}{300 \times (325)^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.019 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.34 \times 10^3}{0.991 \times 32.5 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2.35cm²**

III.6.5. Vérifications à l'ELU :

1-Condition de nonfragilité:

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.18 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.18 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

condition vérifiée

2-Vérification de l'effort tranchant ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24.17 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.25 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

- influence sur le béton. ;

$$T_U = 24.17 \text{ KN}$$

$$T_u < 0.4 \times b \times d \times 0.9 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$T_U = 24.17 \text{ KN} < 0.4 \times 32.5 \times 30 \times 0.9 \frac{2.5}{1.5} = 585 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur l'acier ;

$$A = 2.35 \text{ cm} > \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(24.17 \times 10^3 + \frac{8.34 \times 10^6}{0.9 \times 325} \right) = 0.0024 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 > 0.0024 \text{ cm}^2$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis (Art A.6.1,3 / BAEL91):

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 3 \times 12 = 113.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.17 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 113.04} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Conditions Vérifiées}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

- Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1,22 / BAEL91):

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$L_s = 35.27 \text{ cm.}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_c = 15 \text{ cm.}$$

III.6.6. Calcul des armatures transversales ;

- Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91):

$$\varphi_t < \min \left\{ \Phi_1 ; \frac{H}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} \right\}$$

On prend $\varphi_t = 8\text{mm}$

On opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2$ (soit un cadre)

- **Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \{38.25; 40\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

III.6.7. Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):

1) Zone nodale

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{8.75; 7.5\}$$

$$S_t = 8\text{cm}$$

2) Zone courante (travée):

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

$$S_t = 20\text{cm}$$

3) Quantité d'armatures transversales minimale RPA ;

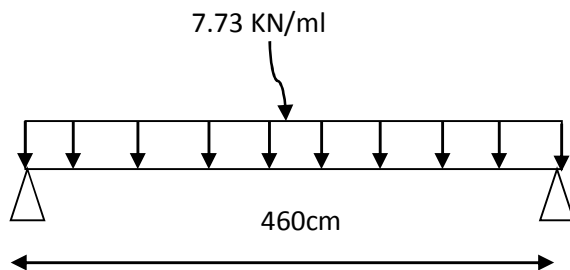
$$A_{\min} = 0.003 S_t b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30$$

$$A_{\min} = 1.8\text{cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.39 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.8. Vérification a L'ELS ;



$$A \text{ l'ELS} : q_s = G + Q = 7.24 + 0.49 = 7.73 \text{ kN/ml}$$

III.6.8.1. Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7.73 \times 4.60^2}{8} = 20.45 \text{ kN.m}$$

III.7.8.2. Correction des moments :

• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 (20.45) = -6.13 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 (20.45) = 17.38 \text{ kN.m}$$

III.7.8.3. Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{7.73 \times 4.60}{2} = 17.78 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 17.78 \text{ kN}$$

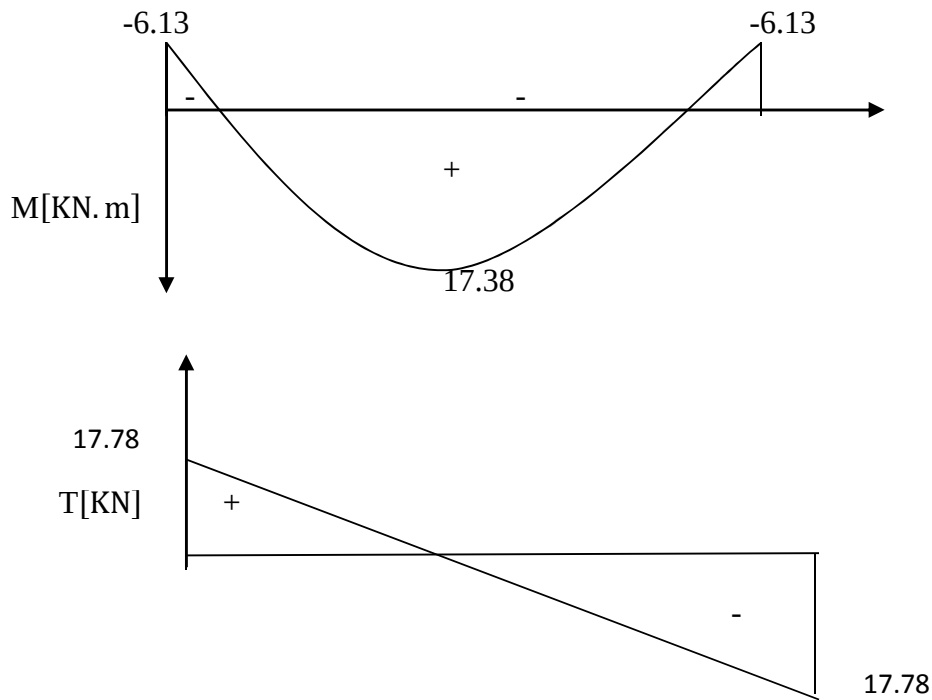


Figure III.6.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants.

III.6.9.Vérification a L'ELS :**III.6.9.1. État limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91):**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$; \sigma_{bc} \rho = \frac{100 A_s}{b.d} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32.5} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 \quad \beta_1 = 0.908 \quad K_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{17.38 \times 10^6}{339 \times 0.908 \times 325} = 173.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{173.73}{39.35} = 4.41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 173.73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 32.5}$$

$$\rho = 0.241 \quad \beta_1 = 0.921 \quad K = 47.75$$

$$\sigma_s = \frac{6.13 \times 10^6}{235 \times 0.921 \times 325} = 87.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{87.15}{47.75} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{BC}^- \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 87.15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.10. Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{470} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.074 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{17.38}{10 \times 20.45} = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

IV. Modélisation :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.1. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée avec précision. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, les forces sont reliées aux déformations par le biais de la matrice de rigidité. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation

plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.3. Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.



IV.5 Étapes de modélisation :

- **Première étape :**

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

- **Choix des unités :**

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



- **Géométrie de base :**

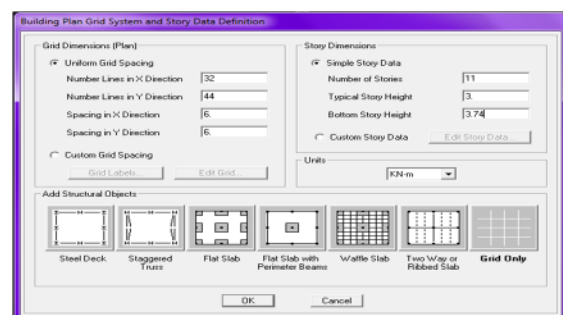
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.



- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

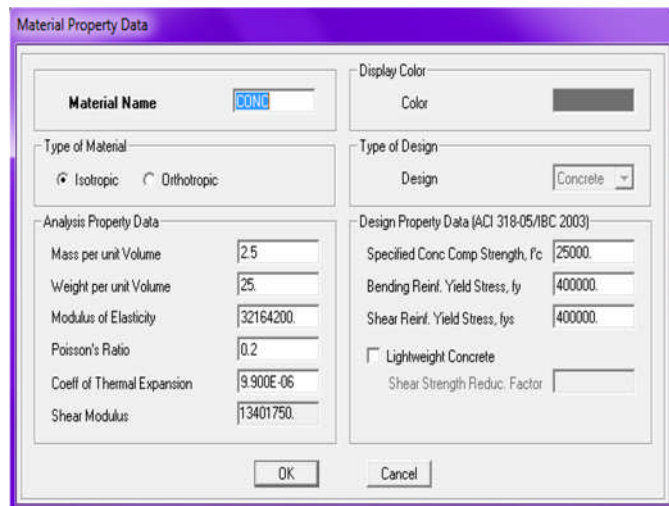
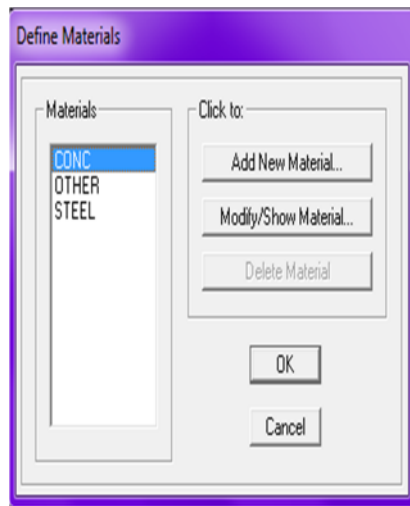
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

- **Deuxième étape :**

L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprieties** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figuresuivante :

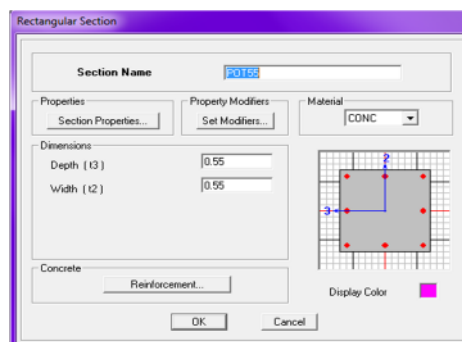


• **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



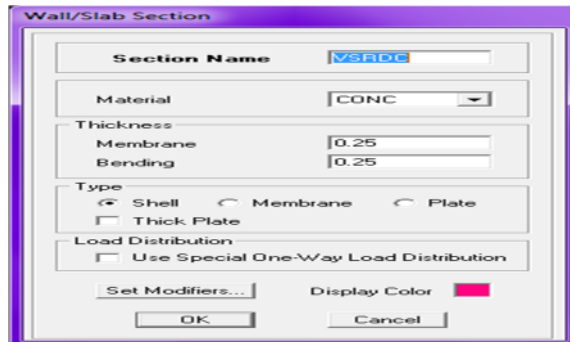
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, section de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur



Quatrième étape :

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

- **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation

Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

- **Charges per**

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

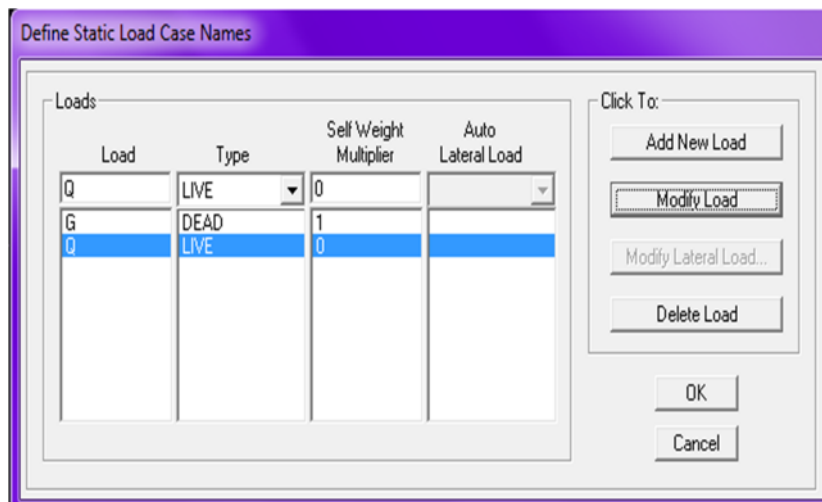
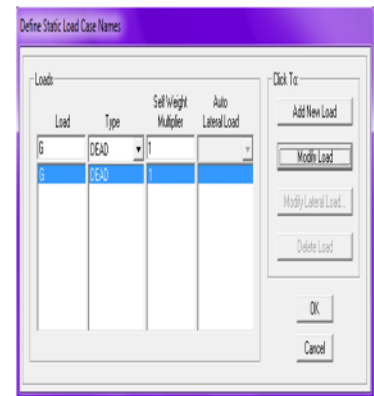
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



- **Charge dynamique (E) :**

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

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

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)

Coeff comportement : 4a - Mixte Portiques-Voiles avec interaction : 5

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

Facteur de qualité :

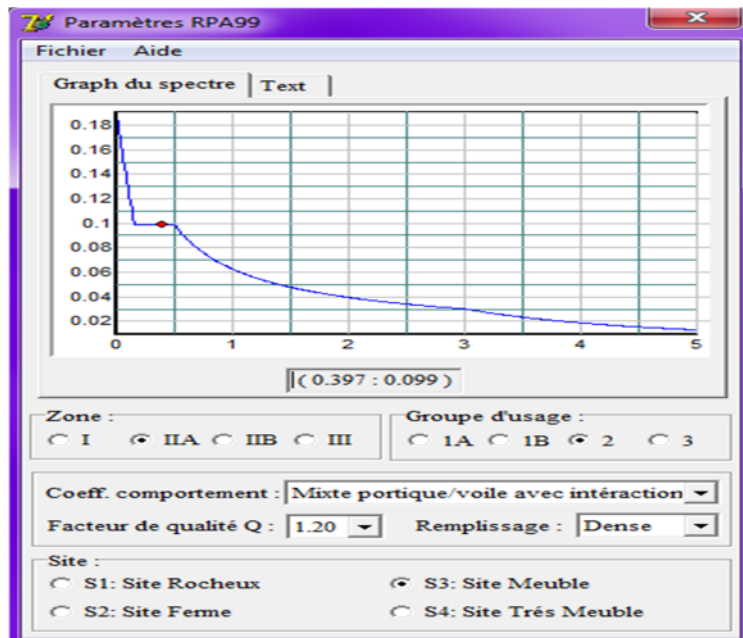
$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1.20$$



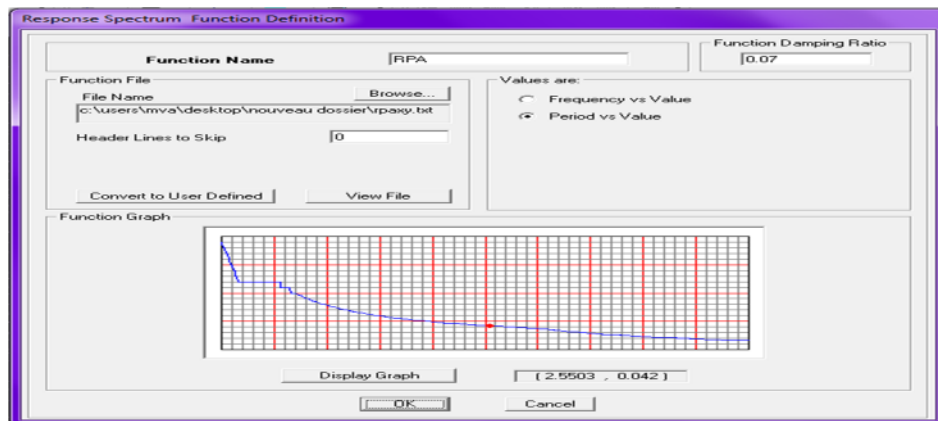
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

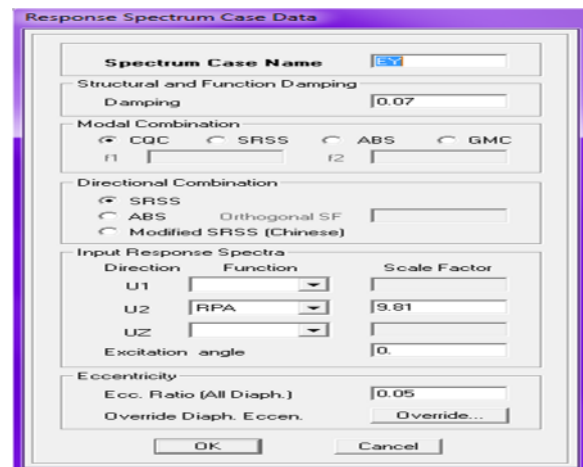
Define→Response Spectrum Functions →Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex et Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

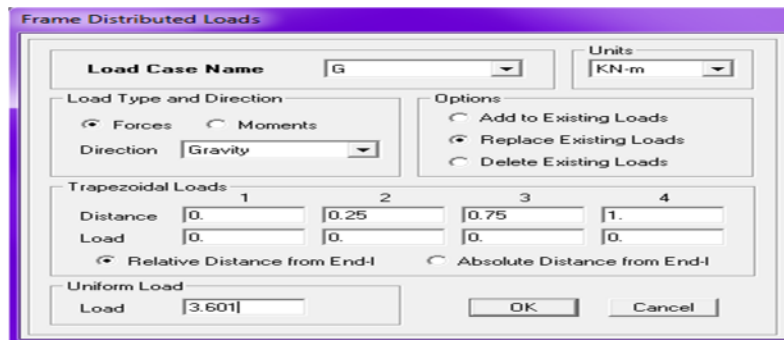


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

- **Cinquièmes étape : chargement des poutres :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur : **Assign → Frame /line loads → Distributed**





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

- **6^{ème} étape** : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → loadCombinations → Add

New Combo

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

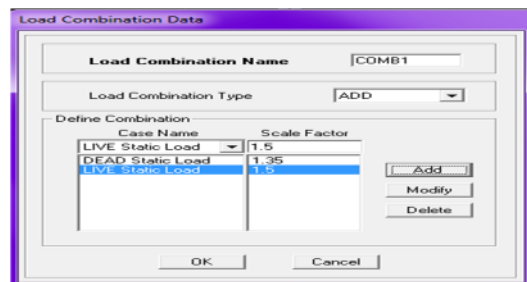
- **7^{ème} étape** : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

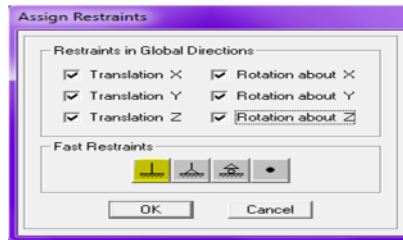
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur **Assign Joint/point**

Restraints





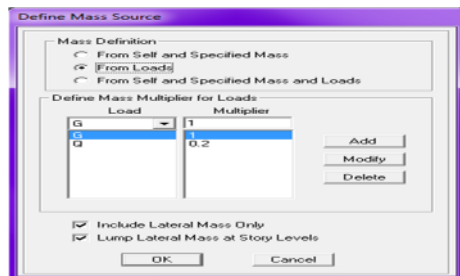
- **Mass- Source :**

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qu'ont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign→Joint/pointDiaphragm→ Add New Diaphragm.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur

OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers

- **8ème étape : Analyse et visualisation des résultats**

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

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.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

VI. 1. Méthode de calcul : On distingue deux cas :

❖ **Calcul statique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales

(G et Q).

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

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectral

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 **les méthodes dynamiques modales spectrales** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

➤ **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

VI.2.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.

1) 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).

3) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

A. Le spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \frac{s_a}{g} 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{array} \right.$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

$\square$: Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Le site :meuble

La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (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).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ Classification de l'ouvrage : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commerciale dont la hauteur $H = 28.10 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone **IIa**).

❖ Classification du site : Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003),

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. D'après Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

Dépôts de sables et de graviers denses.

❖ **Coefficient de comportement R : selon le RPA 99/modifié 2003**

D'après le **Tableau 4.3** On suppose que la valeur du coefficient de comportement égal à 5 (structure mixte avec interaction) $\Rightarrow R=3.5$

❖ **Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4**

Il est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau **4.4/RPA99**.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante Pas de variation de la masse est importante **Condition vérifiée**

B) Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q	Pénalité Sens x-x	Pénalité P _q Sens y-y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.0	0
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Suivi de chantier	0.1	0.1

Tableau V- 1 : Valeurs de pénalités P_q dans le sens x-x et y-y

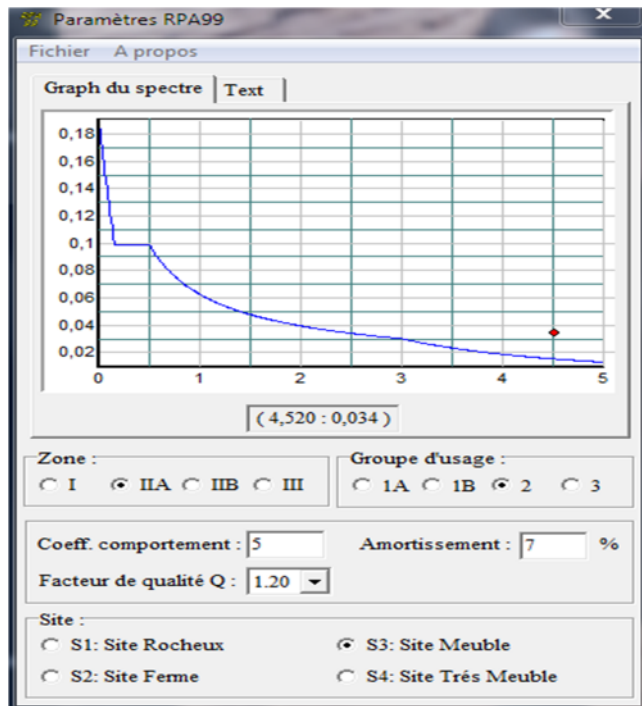


Figure V.1 : Spectre de réponse.

4) Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- vérification de la période.
- Vérification de la participation modale.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2ème ordre (effet P- Δ).
- Efforts normales au niveau des poteaux.
- Justification du système de contreventement

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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 .

4- 1) Vérification de la période :

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 calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

h_n: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

Avec : $C_T = 0.05$

Remarque : L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 28.1^{3/4} = 0.61 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.79 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{logiciel}} = 0.40 \text{ sec}$$

$$T_{\text{logiciel}} < T_{\text{maj}}$$

Condition vérifiée.

4- 2) Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée, on a :

- Une translation suivant le sens X-X
- Une translation suivant le sens Y-Y
- une rotation suivant le sens Z-Z

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.399706	66.6391	0.003	66.6391	0.003
2	0.244274	0.0039	66.6399	66.6429	66.6429
3	0.182721	0.0007	0.0386	66.6436	66.6815
4	0.078315	19.7362	0.0001	86.3799	66.6817
5	0.047811	0	20.3106	86.3799	86.9923
6	0.036859	0.0001	0.0065	86.3799	86.9988
7	0.033813	3.8349	0	90.2148	86.9989
8	0.033071	0.4005	0	90.6153	86.9989
9	0.032715	0.0174	0	90.6327	86.9989
10	0.032692	0.0107	0	90.6434	86.9989
11	0.03269	0.0008	0	90.6442	86.9989
12	0.032677	0	0	90.6442	86.9989
13	0.03261	0.0024	0	90.6466	86.9989
14	0.032274	0.2597	0	90.9063	86.9989
15	0.031599	3.0488	0	93.9551	86.9989
16	0.020585	3.5911	0.0071	97.5462	87.006
17	0.020495	0.0034	7.5319	97.5496	94.5378

Figure V -2 : Justification de la période et les masses participantes.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans

- Suivant le sens x-x : **le mode 07** = 90.2148
- Suivant le sens y-y : **le mode 17** = 94.5378

4 -3) Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10 les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1% de la hauteur de l'étage**

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

ETAGE	Loads	Drift X	H etage	R	δk	D δk	$\leq 1\%$ He	Loads	Drift Y	H etage	R	δk	D δk	$\leq 1\%$ He
TERRASSE	Ex	0.000395	3.06	3.5	0.0013825	0.0000035	CV	Ey	0.000156	3.06	3.5	0.000546	0.0000035	CV
ETAGE4	Ex	0.000396	3.06	3.5	0.001386	-0.000028	CV	Ey	0.000157	3.06	3.5	0.0005495	-0.000014	CV
ETAGE3	Ex	0.000388	3.06	3.5	0.001358	-0.00007	CV	Ey	0.000153	3.06	3.5	0.0005355	-0.000028	CV
ETAGE2	Ex	0.000368	3.06	3.5	0.001288	-0.0001225	CV	Ey	0.000145	3.06	3.5	0.0005075	-0.000049	CV
ETAGE1	Ex	0.000333	3.06	3.5	0.0011655	-0.000224	CV	Ey	0.000131	3.06	3.5	0.0004585	-0.000091	CV
RDC	Ex	0.000269	4.08	3.5	0.0009415	-0.000315	CV	Ey	0.000105	4.08	3.5	0.0003675	-0.000123	CV
SS-SOL1	Ex	0.000179	3.06	3.5	0.0006265	-0.000357	CV	Ey	0.00007	3.06	3.5	0.000245	-0.00014	CV
SS-SOL2	Ex	0.000077	3.06	3.5	0.0002695	-0.0002695	CV	Ey	0.000031	3.06	3.5	0.0001085	-0.000109	CV

Tableau V -2 : déplacements inter-étage

4-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :
- ❖ Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1)
- ❖ Zone sismique : IIa
- ❖ **R = 3.5**
- ❖ **Calcul du poids total de la structure W_t :**
Du logiciel ETABS :

Group	Wt	V X	V Y
All	52918.45	2350.67	2245.64

Tableau V-3 : Le poids total de la structure

- ❖ **Q : Calcul du facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.10$$

- ❖ **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_{etabs} = 0.40[s]$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 3 → T2 = 0.5 [s] (Site meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4 - 3})$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.887 \geq 0.7$$

Condition vérifiée

$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 [\text{sec}]$ Alors $D = 2,5 \eta$

$$D = 2,5 \times 0.87 = 2.2 \text{ sec}$$

$$W = 52918.45 \text{ KN}$$

$$V = (A.D.Q)/R_w = 4099.98 \text{ KN}$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_t =$$

$$= 3921.72 \text{ KN}$$

$$V_x = 2350.67 \text{ KN} > 0.8 \times 3921.72 = 3137.38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 2245.64 \text{ KN} > 0.8 \times 3921.72 = 3137.38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent.

4-5) : Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

a) Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :

$$e = 0,05.L_{\max}$$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens X-X (ex)** : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_{\max}$

Suivant **Y-Y (ey)** : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_{\max}$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	XCR	Xcm-Xcr	$\leq 5\% Lx$	CV/CNV
SSL2	D1	9.307	9.201	0.106	0.9975	CV
SSL1	D2	9.307	9.214	0.093	0.9975	CV
RDC	D3	9.276	9.212	0.064	0.9975	CV
ET1	D4	9.299	9.206	0.093	0.9975	CV
ET2	D5	9.3	9.201	0.099	0.9975	CV
ET3	D6	9.301	9.194	0.107	0.9975	CV
ET4	D7	9.5	9.191	0.309	0.9975	CV
TERRASSE	D8	8.45	8.484	0.034	0.9975	CV
SALLE MACHINE	D9	9.301	9.197	0.104	0.9975	CV

Story	Diaphragm	YCM	YCR	Ycm-Ycr	$\leq 5\% Ly$	CV/CNV
SSL2	D1	12.38	11.941	0.439	1.2625	CV
SSL1	D2	12.384	11.96	0.424	1.2625	CV
RDC	D3	12.593	12.025	0.568	1.2625	CV
ET1	D4	12.383	12.084	0.299	1.2625	CV
ET2	D5	12.37	12.136	0.234	1.2625	CV
ET3	D6	12.344	12.205	0.139	1.2625	CV
ET4	D7	12.423	12.223	0.2	1.2625	CV
TERRASSE	D8	14.729	15.759	1.03	1.2625	CV
SALLE MACHINE	D9	12.357	12.177	0.18	1.2625	CV

Tableau V - 4 : Vérification de l'excentricité théorique dans les deux sens

4-6) : Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Etage	P_k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$P_k \times \Delta_{kx}$	$P_k \times \Delta_{ky}$	V_{kx}	V_{ky}	h_k	$V_{kx} \times h_k$	$V_{ky} \times h_k$	θ_x	θ_y	<0.10
TRS	4463.86	0.000395	0.000156	1.7632247	0.69636216	916.73	936.13	3.06	2805.1938	2864.5578	0.00062856	0.000243096	CV
ET4	9012.29	0.000396	0.000157	3.56886684	1.41492953	1584.48	1606.1	3.06	4848.5088	4914.666	0.00073608	0.000287899	CV
ET3	13682.55	0.000388	0.000153	5.3088294	2.09343015	2089	2098.7	3.06	6392.34	6422.022	0.0008305	0.000325977	CV
ET2	18352.81	0.000368	0.000145	6.75383408	2.66115745	2495.37	2497.32	3.06	7635.8322	7641.7992	0.00088449	0.000348237	CV
ET1	23163.64	0.000333	0.000131	7.71349212	3.03443684	2829.96	2833.94	3.06	8659.6776	8671.8564	0.00089074	0.000349918	CV
RDC	28218.14	0.000269	0.0000105	7.59067966	0.29629047	3116.37	3132.7	4.08	12714.7896	12781.416	0.000597	2.31813E-05	CV
SSL1	33232.77	0.000179	0.00007	5.94866583	2.3262939	3296.49	3330.59	3.06	10087.2594	10191.6054	0.00058972	0.000228256	CV
SSL2	38247.4	0.000077	0.000031	2.9450498	1.1856694	3399.45	3448.39	3.06	10402.317	10552.0734	0.00028311	0.000112364	CV

Tableau V.5 : récapitulatif de l'effet P- Δ

4-7) : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : Art7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003)

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$N_d = 1185.55 \text{ kN}$

$$\frac{1185.55 \cdot 10^3}{(450 \times 450) \cdot 25} = 0,23 \leq 0,30 \quad \text{Donc la condition du RPA est vérifiée.}$$

4-8) Justification du système de contreventement :

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc. ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte).

On doit vérifier les relations suivantes :

❖ Charges horizontales :

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	F _{total} (KN)		F _{portiques} (KN)		F _{voiles} (KN)		% Portiques		% Voiles	
	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
base	26041.09	25627.81	973.19	1401.055	24223.86	24236.31	3.78	7.46	93.03	94.59

Tableau V.6 : Résumé des charges horizontales revenant aux voiles et portiques

❖ Charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales :

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\%$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	F _{total} (KN)	F _{portiques} (KN)	F _{voiles} (KN)	% portiques	% voiles
S-Sol 1	38247.4	2601.53	12230.87	68.02	31.98

Tableau V.7 : Résumé des charges verticales revenant aux voiles et portique.

Conclusion général :

On résume la vérification des résultats obtenus ci-dessous :

- **La période est vérifiée**
- **Le pourcentage de participation massique est vérifié.**
- **Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.**
- **L'effort tranchant à la base est vérifié.**
- **L'excentricité est vérifiée.**
- **L'effet P-Delta est vérifié.**
- **Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.**
- **système de contreventement est vérifié**
- **Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.**

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

I-1) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à l'ELU.
- $G + Q$: à l'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

❖ Calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A'_s : La section d'armatures comprimées

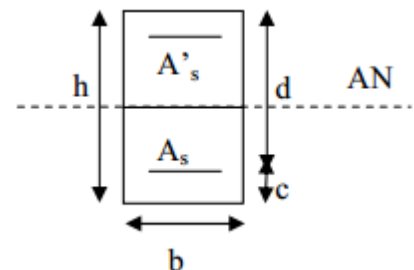
Avec :

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 « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ \gamma_s=1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc}=14.2\text{MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

- En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.15 \\ \gamma_s=1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc}=18.48\text{MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l »

🔧 1er cas :

$\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ **Section simplement armée (SSA)**, c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

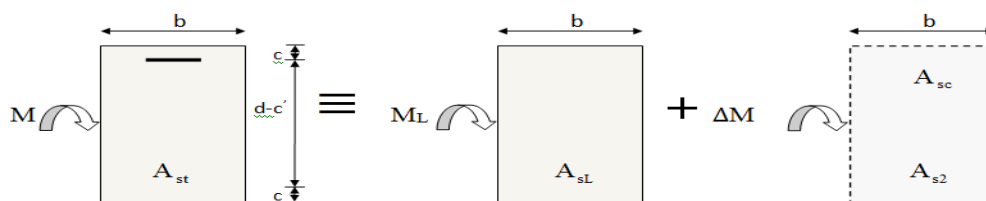
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

🔧 2ème cas :

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

I-2 Les recommandations du RPA :

a) Les armatures longitudinales :

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

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% : En zone courante.
- 6% : En zone de recouvrement.
- En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de **40 ϕ** (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'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.

	Section maximal ($A_{\max} = \text{cm}^2$)		
	Zone courante	Zone de recouvrement	section minimal ($A_{\min} = \text{cm}^2$)
poutre principal (30x40)	48	72	6
poutre secondaire (30x35)	42	63	5.25

Tableau VI-1-1) : Section d'armature longitudinale

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

I-3 Ferrailage :**1) Poutre principales :****En travée :** $M_u = 183.98 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{183.98 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.299 < \mu_1 = 0.392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0.815 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{183.98 \times 10^3}{0.814 \times 38 \times 348} = 17.09 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 17.09 \text{ cm}^2$ ➤ On opte : **4HA16+4HA14 = 18.71 cm²****Aux appuis :** $M_u = 155.53 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{155.53 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 18.48} = 0.194 < \mu_1 = 0.392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0.891 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{155.53 \times 10^3}{0.891 \times 38 \times 400} = 11.48 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 11.48 \text{ cm}^2$ ➤ On opte : **4HA16+4HA12 = 12.56 cm²****2) Poutres secondaires****En travée :** $M_u = 101 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{101 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.231 < \mu_1 = 0.392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0.866 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{101 \times 10^3}{0.866 \times 32 \times 348} = 10.47 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 10.47 \text{ cm}^2$ ➤ On opte : **4HA14+4HA12 = 10.67 cm²****Aux appuis :** $M_u = 106.14 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{106.14 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.48} = 0.186 < \mu_1 = 0.392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0.896 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{106.14 \times 10^3}{0.896 \times 32 \times 400} = 9.25 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 9.25 \text{ cm}^2$

➤ On opte: $4HA14+4HA12 = 10.67 \text{ cm}^2$

I-4) Vérifications à l'ELU :

A) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ **Poutres principales** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,37 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 18,71 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,37 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

❖ **Poutres Secondaire :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.195 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.195 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

B) Les armatures transversales :

On a fixé pour les armatures transversales une section de : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Note : le nombre de brins découle du nombre de barres longitudinales, pour notre cas on a 3 barres donc 4 brins.

a) Espacement d'armature :

- **Poutre principale :**

Zone nodale (appui)

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right\} = \min \{10, 16.8, 30\}$$

➤ Soit $St = 10 \text{ cm}$.

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

➤ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale (appui) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1.6, 30 \right\} = \min \{10, 19.2, 30\}$$

➤ $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

➤ $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$\text{Poutre principale : } L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

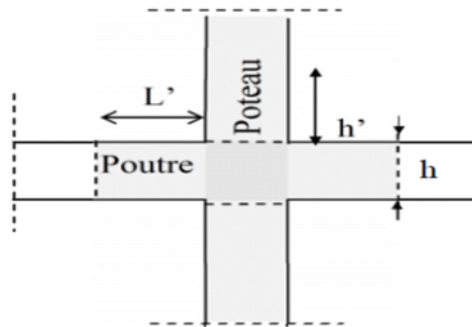


Figure VI-1-1): délimitation de la zone nodale.

Remarque :

La cadre d'armature transversale doit être disposée à **5 cm** au plus au nu d'appui ou d'encastrement.

c) Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3 \text{‰} S_t \times b.$$

- Poutre principale :

$$A_t > 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$A_t > 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

d) Justification de l'effort tranchant :

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau}_u$$

Avec: T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

⇒ Fissuration peu nuisible

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Principale	T_{max}	355.22	30	38	0.31	3,33	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	328.48	30	32	0,34	3,33	condition vérifiée

Tableau VI-1-2): Vérification aux cisaillements

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis:

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que: $T_u \leq \overline{T_u} = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	$\overline{T}$ (KN)	Observation
Principale	T_{max}	355.22	30	38	25	1,5	684	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	328.48	30	32	25	1,5	594	condition vérifiée

Tableau VI-1-3): Influence de l'effort tranchant sur le béton.

❖ Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	355.22	-183.98	0,38	0,342	-182.73	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	328.48	-242.82	0,32	0,288	-514.65	

Tableau VI-1-4): Influence de l'effort tranchant sur l'acier

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

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

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

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

❖ Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4 + 1,2) = 39,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{355,22 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 395,6} = 2,63 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_{se} = 2,63 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4 + 1,2) = 39,60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{328,48 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 396} = 2,88 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_{se} = 2,88 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales:

✚ L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopté (cm)
principale	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{40}{4}; 30) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{30}{2} = 15$	15

Tableau VI-1-5): Espacements des armatures.

✚ le diamètre minimal

$$\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\}$$

• Poutre principale:

$$\phi_t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1,1; 1,6; 3\} = 1,1\text{cm} = 11\text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{ mm}$ ➤ Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• Poutre secondaire:

$$\phi_t \leq \min\{\frac{35}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1; 1,6; 3\} = 1\text{ cm} = 10\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ ➤ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✚ Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{ cm}^2$$

➤ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35\text{ cm}^2$ condition vérifiée

I-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad (\text{Armatures adoptées à l'ELU})$$

K₁ et β₁: coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β₁ et K₁.

La contrainte dans l'acier est :

		Ms	Ast	ρ1	K1	β1	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
poutres principales	travées	183.98	18.71	0,301	25.98	0.878	294.73	11.34	15	Cv
	appuis	155.53	12.56	0,795	21.76	0.864	277.16	12.74	15	Cv
Poutres secondaire s	travées	101	10.67	0,60	24.06	0,872	285.66	11.87	15	Cv
	appuis	106.14	12.56	1.15	18.56	0,851	261.32	14.08	15	Cv

Tableau VI-1-6): Vérification des contraintes dans le béton

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

d) Calcul de la flèche :

• **Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée l = 4.70 m

$$f_{Etabs} = 2 \text{ mm} < \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée l = 3.20m

$$f_{Etabs} = 0.008 \text{ mm} < \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

II-2) 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 vérifié à l'ELS pour les cas suivants.

Situations	Béton			Acier		
	γ_s	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	γ_s	$F_e[MPa]$	$\sigma_s[MPa]$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

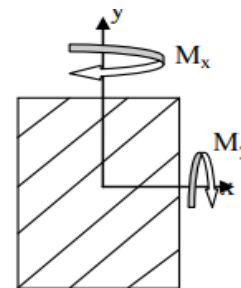
Tableau VI-2-1) : Caractéristiques mécanique des matériaux.

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 de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.



On distingue trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

II-2-1) Recommandations du RPA :

❖ Combinaisons de calcul :

• Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- A l'ELU : $1,35G+1,5Q$
- A l'ELS : $G+Q$

• Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$G \pm Q \pm E$$

$$0,8+G \pm E$$

• Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets avec :

- Un pourcentage minimal de 0.8% b.h (zone IIa) :

Pour les poteaux 45x45	$A^{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 40x40	$A^{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 35x35	$A^{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 30x30	$A^{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$.
- Un pourcentage maximal de :

{	4%.b .h en zone courante.
	6%.b. h en zone de recouvrement.

1. Zone courante :

Pour les poteaux 45x45	$A^{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 40x40	$A^{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 35x35	$A^{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 48 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 30x30	$A^{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

2. Zone de recouvrement :

Pour les poteaux 45x45	$A^{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 40x40	$A^{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 35x35	$A^{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$.
Pour les poteaux 30x30	$A^{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

II-2-2) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h: hauteur de la poutre

b1 et h1: dimension du Poteau

he : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$h' = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ (poutre principale de 30x40)

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ (poutre secondaire de 30x35).

II-4) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots\dots\dots (R.P.A.Version 2003, Art. 7.4.2.2)$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant de calcul

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : coefficients correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \implies \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \implies \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élancement géométrique du poteau

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ **Dans la zone nodale :** $S_t \leq 10 \text{ cm}$

➤ **Dans la zone courante :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi \right)$

φ: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \implies A_{\min} = 0,3 \%$$

$$\lambda_g \leq 5 \implies A_{\min} = 0,8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \implies \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Ø Cheminées > 12) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur Droite de 10φ min.

II-2-3) Les efforts internes dans les poteaux :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant (M_{correspondant}) ;
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{correspondant})
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{correspondant}).

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 modifiée 99 :**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

- Selon le RPA 99/ modifiée 2003

G+Q E

0.8G E

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Section des poteaux (cm ²)	Sollicitations	ELU	
		Nu(KN)	M _{corr}
45x45	N _{max} — M _{corr}	1613.52	-9.835
	N _{min} — M _{corr}	634.15	5.949
	M _{max} — N _{corr}	-674.22	-38.962
40x40	N _{max} — M _{corr}	-1188.9	-18.925
	N _{min} — M _{corr}	326.4	3.267
	M _{max} — N _{corr}	612.52	45.091
35x35	N _{max} — M _{corr}	761.64	-18.357
	N _{min} — M _{corr}	130.18	-2.779
	M _{max} — N _{corr}	-382.64	39.456
30x30	N _{max} — M _{corr}	-378.24	-15.888
	N _{min} — M _{corr}	39.1	2.101
	M _{max} — N _{corr}	-138.16	-32.797

Tableau VI-2-2) : Efforts internes dans les poteaux

Poteaux	45x45	40x40	35x35	30x30
Effort tranchant	38.66	29.81	26.7	22.61

Tableau VI-2-3): Efforts internes dans les poteaux

- Exposé de la méthode de calcul des armatures à l'ELU :

- Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{Mu}{Nu} \implies \text{Deux cas peuvent se présenter :}$$

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- 1) Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

($\forall$ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

2) Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u (d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') b h^2 f_{bu}$$

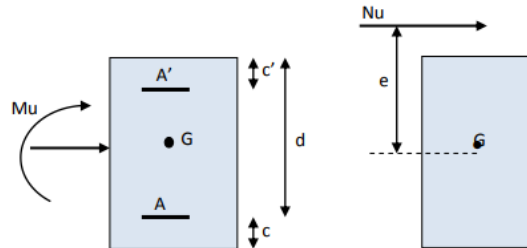
➤ Détermination des armatures

• Calcul du moment fictif :

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

• Calcul du moment réduit :

$$u_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$



Si : $u_f \leq u_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

• **Armatures fictives** $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$

• Armatures réelles

$$\begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{cases}$$

$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$ Si : $u_f \geq u_l = 0.392 \Rightarrow$ SDA ($A' \neq 0$)

Armatures en flexion simple

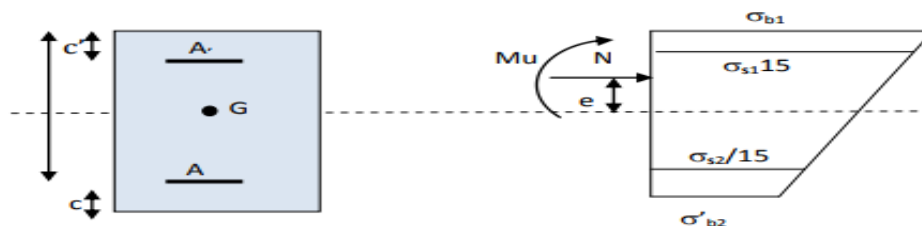
$$M_l = u_l b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad A_f' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A = A_f' \quad A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC)



La section est entièrement comprimée si :

$$1) e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

2) Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures

$$Nu(d - c') - Mf > (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

b-1) Détermination des armatures

$$1^{er} \text{ cas : } Nu(d - c') - Mf < (0.5h - c') bh^2 f_{bu} \longrightarrow \text{SSA}$$

$$A' = \frac{Mf - bh f_{bu} (d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{Nu - bh f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

$$2^{eme} \text{ cas: } Nu(d - c') - Mf < (0.5h - c') bh^2 f_{bu} \longrightarrow \text{SDA}$$

$$A' = \frac{Mf - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec:} \quad \psi = \frac{0.357 + \frac{Nu(d - c') - Mf}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 \frac{c'}{h}}$$

II -2-4) Calcul du ferrailage des poteaux :

Poteaux 45 x 45 :

$$N = 1613.52 \text{ KN} \quad M \text{ correspondant} = 9.835 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = 0.0005 \\ \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm} = 0.20 \text{ m} \\ e < \frac{h}{2} - c \end{array} \right.$$

$$Nu(d - c') - Mf > (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 9.835 + 1613.52 \left(\frac{0.45}{2} - 0.02 \right) = 405.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification de la 1ère condition : } Nu(d - c') - Mf < (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.02 = 0.43$$

$$Nu(d - c') - Mf = 1613.52(0.43 - 0.02) - 405.15 = 256.39 \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.02) (0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3)$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu} = 389 \dots\dots\dots(2)$$

$$(1) < (2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Donc la section est entièrement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st} :

$$u_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{405.15 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.386$$

$$u_f \leq u_l = 0.392 \implies SSA (A' = 0) \quad / \quad u_f = 0.386 \implies \beta = 0.981$$

Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{405.15 \times 10^6}{0.981 \times 405 \times 348} = 29.94 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 29.94 - \frac{1613.52 \times 10^3 \times 10^{-2}}{348} = -16.41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_{sk} 400 MPa

☒ Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u 1625.7 kN
 Moment fléchissant : M_u 0.81 kN*m

Coefficients
 durée chargement : γ_b 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☒ barre HA
☐ barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0.5 m
 Hauteur : h 0.45 m
 Pos. cdq armatures sup. : d' 0.02 m
 Pos. cdq armatures inf. : c 0.02 m

Pour l'aide, appuyez sur F1

La section donnée par SOCOTEC :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieure : 0 cm²
 inférieure : 0 cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :		
armatures supérieures :		
armatures inférieures :		
béton fibre inférieure :		

Pour l'aide, appuyez sur F1

Le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Sous-sol 1 et 2 poteaux (45 x 45) ;
- **Zone II** : RDC et 1^{er}, étage poteaux (40 x 40) ;
- **Zone III** : 2^{eme} et 3^{eme} étage poteaux (35 x 35) ;
- **Zone V** : 4^{eme} et 5^{eme} étage poteaux (30 x 30) ;

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

section	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	Nature	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Le choix	Adopter (cm ²)
45X 45	N _{max} -M _{corr}	-1613.52	-9.835	0.006	0.205	SEC	SSA	0	0	16.20	4HA20 + 4HA14	18.71
	N _{min} -M _{corr}	634.15	5.949	0.009	0.205	SET	SSA	7.56	8.29			
	N _{corr} -M _{max}	-674.22	-38.962	0.05	0.205	SEC	SSA	0	0			
40X 40	N _{max} -M _{corr}	-1188.9	-18.925	0.01	0.18	SEC	SSA	0	0	12.80	4HA16 + 4HA14	14.19
	N _{min} -M _{corr}	326.4	3.267	0.01	0.18	SET	SSA	3.85	4.31			
	N _{corr} -M _{max}	-612.52	-45.091	0.07	0.18	SEC	SSA	0	0			
35X 35	N _{max} -M _{corr}	-761.64	-18.357	0.02	0.155	SEC	SSA	0	0	9.8	8HA12	12.31
	N _{min} -M _{corr}	130.18	-2.779	0.02	0.155	SET	SSA	1.85	1.4			
	N _{corr} -M _{max}	-382.64	-39.456	0.1	0.155	SEC	SSA	0	0			
30X 30	N _{max} -M _{corr}	-378.24	-15.888	0.04	0.13	SEC	SSA	0	0	7.20	8HA12	9.05
	N _{min} -M _{corr}	39.1	2.101	0.05	0.13	SET	SSA	0.29	0.69			
	N _{corr} -M _{max}	-138.16	-32.797	0.2	0.13	SPC	SSA	1.73	0			

Tableau VI-2-3): Ferrailages des poteaux

II -7) Vérification à l'ELU :

- **Longueur de recouvrement RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)**

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour les } \phi 20 : L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \\ \text{Pour les } \phi 16 : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \\ \text{Pour les } \phi 14 : L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \\ \text{Pour les } \phi 12 : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right\} L_r = 80 \text{ cm}$$

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} \\ \psi = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour les } \phi 20 : L_s = \frac{2 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 42.32 \text{ cm}$$

- **les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

1) Selon BAEL91 modifié 99

- **Le diamètre BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1.3)**

D'après les règles du BAEL91 modifié 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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l \max = \frac{20}{3} = 6.667 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

2) Selon RPA99 version 2003

Espacement des armatures transversales RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.2)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suite :

• **En zone nodale**

$$St \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) \implies \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

• **En zone courante**

$$St \leq 15\phi_{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \implies \text{soit } St = 15 \text{ cm}$$

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.2)** Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

Pour $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 3\% Stxb$

Pour $\lambda_g < 3$ $A_t^{\min} = 8\% Stxb$

Pour $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = L_f/a$ ou L_f/b

Avec :

a et b : représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : longueur libre du poteau (cm)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

• **Vérification de la quantité d'armatures RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Poteaux (45 x 45)

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 4.284 < 5$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{t_{\min}} = 0.8 \% \times St \times a = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{interpolation} \\ \text{en zone nodal} \end{array}$$

D'où $A_{t_{\min}} = 1.63 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \\ A_{t_{\min}} = 0.8 \% \times St \times a = 0.008 \times 15 \times 45 = 5.04 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{interpolation} \\ \text{en zone courante} \end{array}$$

D'où $A_{t_{\min}} = 2.35 \text{ cm}$

Poteaux (40 x 40)

• **étage de service**

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.40} = 7.14 > 5$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow \text{zone nodal} \\ \longrightarrow \text{zone courante} \end{array}$$

- 1^{er} étage

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.355 > 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

————→ zone nodal

————→ zone courante

Poteaux (35 x 35)

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

————→ zone nodal

————→ zone courante

Poteaux (30 x 30)

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 > 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

————→ zone nodal

————→ zone courante

- Vérification au cisaillement RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_a f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_a = 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

τ : Contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

	Section cm ²	V _u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ _g	ρ _a	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
ZONE I	45x45	38.66	45	41	4.284	0.04	0.021	1	CV
ZONE II	40x40	29.81	40	36	7.14	0.075	0.021	3.25	CV
					5.355	0.075		3.25	
ZONE III	35x35	26.7	35	32	6.12	0.075	0.024	3.25	CV
ZONE V	30x30	22.64	30	27	7.14	0.075	0.028	3.25	CV

Tableau VI-2-7): Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

II-8 Vérifications à l'ELS :

Condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91modifiées 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique fe.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Avec : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ $f_e=400\text{Mpa}$

zone	Section	Sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm²)	Adoptées (cm²)	Observation As>Amin
ZONE I	45x45	N ^{max} -M ^{corr}	1175.41	7.163	0.006	2.23	18.71	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	16.41	7.51	0.4			
		N ^{corr} -M ^{max}	492.84	28.327	0.05			
ZONE II	40x40	N ^{max} -M ^{corr}	865.72	13.742	0.01	1.74	14.19	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	43.11	0.522	0.01			
		N ^{corr} -M ^{max}	446.86	32.644	0.07			
ZONE III	35x35	N ^{max} -M ^{corr}	555.55	13.411	0.02	1.35	12.56	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	6.61	4.132	0.6			
		N ^{corr} -M ^{max}	279.18	28.69	0.1			
ZONE V	30x30	N ^{max} -M ^{corr}	276.11	11.579	0.002	0.99	10.67	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	9.63	2.644	0.04			
		N ^{corr} -M ^{max}	101.14	23.893	0.2			

Tableau IV-8: vérification conditions de fragilité

Etat limite d'ouverture des fissurations

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration peu nuisible.

Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier. Afin de comparer aux contraintes admissibles.

-Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Remarque : aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier car peu nuisible

-Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_1^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_3^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Les résultats des vérifications avec le logiciel SOCOTEC sont résumés dans le tableau suivant :

zone	Section	Sollicitation	Ns(KN)	Ms(Kn.m)	e(m)	Observation	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ [Mpa]	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ [Mpa]	$\overline{\sigma_s}$ [Mpa]	Observation
ZONE I	45x45	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	1175.41	7.163	0.006	SEC	6.27	4.15	15	C.V
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	16.41	7.51	0.4	SEC	0	14.3		C.V
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	492.84	28.327	0.05	SEC	1.18	2.92		C.V
ZONE II	40x40	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	865.72	13.742	0.01	SEC	5.07	4.54		C.V
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	43.11	0.522	0.01	SEC	0.35	0.14		C.V
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	446.86	32.644	0.07	SEC	0	0		C.V
ZONE III	35x35	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	555.55	13.411	0.02	SEC	3.65	4.15		C.V
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	6.61	4.132	0.6	SEC	0	5.9		C.V
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	279.18	28.69	0.1	SEC	6.31	0		C.V
ZONE V	30x30	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	276.11	11.579	0.002	SEC	1.39	3.54		C.V
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	9.63	2.644	0.04	SEC	0.71	0		C.V
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	101.14	23.893	0.2	SEC	5.55	0		C.V

Tableau VI-2-9): Vérification des contraintes.

VI-3) Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (G + Q) et autres horizontales (E) dues aux séismes. Le calcul se fera en flexion composée. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures horizontales ;
- Armatures verticales ;
- Armatures transversales ;

Pour cela, nous avons divisé notre structure en trois zones de calcul :

- Zone I: Sous-sol 1 et sous-sol 2
- Zone II: RDC et 1^{er} étage
- Zone III: 2^{ème} au 3^{ème} étage.
- Zone IV: 4^{ème} au 5^{ème} étage

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,2 \times L_t \times e$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0,15\%b \times h & \text{dans la section globale de voile.} \\ 0,10\%b \times h & \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

St = min (1.5

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement : St = min (1.5x e ; 30cm)

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40 $\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 $\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

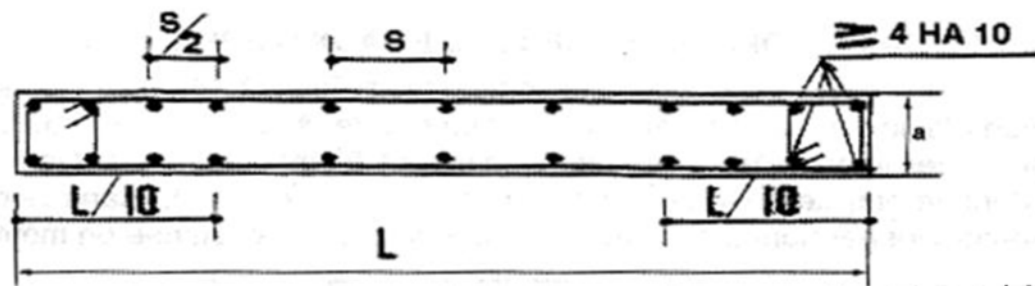


Figure VI-3-1) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau. Prenons l'exemple de calcul du voile V1

➤ Armatures verticales:

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$)

Exemple de calcul

$$L = 4.5m, \quad d = 4.45m, \quad e = 0.20m$$

$$N=7236.89KN, \quad M=8778.63KN. \text{ (sous la combinaison ELU),} \quad V=11153.9KN$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{8778.63}{7236.89} = 1.21 \text{ m}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25m$$

$$e_G \leq \frac{L}{2} \rightarrow \text{Section entièrement tendue}$$

Solutions avec des armatures symétriques:

$$A_1 = A_2 \geq \left\{ \frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_1 = A_2 \geq \left\{ \frac{2081.84}{2 \times 400/1}; A_{\min} = \frac{20 \times 100 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_1 = A_2 \geq \{90.46 \text{ cm}^2; A_{\min} = 10.50 \text{ cm}^2\} \rightarrow A_1 = A_2 \geq 90.46 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.15\% \times (e \times L) = 13.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 10.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On opte pour : $A_v = 29\text{HA}20 = 91.06 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales:**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_h}{2 \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \\ \tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 11153.95}{0.2 \times 4.45} = 17.55 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } S_h = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 16.45 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : **$A_h = 19\text{HA}12 = 21.49 \text{ cm}^2$**

Pour les autres voiles d'étage Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux

Ci-dessous

Avec :

$A_v^{\min} / \text{ voile} = 0.15\% \times b \times L_t$: Section d'armatures minimales dans le voiles compl

$A_v^{\text{calculé}}$: Section d'armatures calculée

$A_v^{\text{adopté}}$: Section d'armature

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	8778.63	6099.51	3027.59	1056.31
N(KN)	7236.89	5491.09	3225.11	1407.02
Obs	set	Set	set	Set
ζ_u (MPa)	17.55	18.84	14.68	12.27
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5	5
A_v cal (cm²)	90.46	68.64	40.31	27.59
A_v adop (cm²)	91.06	69.16	44.66	32.77
Choix adopte	29HA20	29HA16	29HA14	29HA12
St	15	15	15	15
A_h cal/ml (cm²)	16.45	17.66	13.76	11.50
A_h min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-1) : Ferrailage du voiles V1= 4.50 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	8616.08	6048.86	3049.63	1079.44
N(KN)	7006.74	7264.46	3068.50	1338.55
Obs	set	set	set	Set
ζ_u (MPa)	16.11	15.43	13.86	8.61
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5	5
A_v cal (cm²)	87.58	80.81	38.36	16.73
A_v adop (cm²)	87.92	87.72	48.12	27.12
Choix adopte	28HA20	28HA20	28HA14	24HA12
St	15	15	15	15
A_h cal/ml (cm²)	15.10	16.34	13.00	8.07
A_h min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-2) : Ferrailage du voile V2= 4.60 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	10 71.30	6 89.52	3 46.85	1 26.13
N(KN)	7 015.70	5 532.81	3 726.07	1 892.02
Obs	set	set	set	Set
ζ_u (MPa)	1.49	1.09	0.84	0.57
ζ_u (MPa)	5	5	5	5
Av cal (cm²)	87.70	69.16	46.58	23.65
Av adop (cm²)	87.92	87.72	48.12	27.12
Choix adopte	28HA20	28HA20	28HA14	24HA12
St	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm²)	1.40	1.02	0.79	0.53
Ah min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-3) : Ferrailage du voile V3= 4.70 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	349.57	215.49	104.08	83.39
N(KN)	1282.88	951.76	646.72	331.07
Obs	sec	sec	sec	Sec
ζ_u (MPa)	1.49	1.09	0.84	0.57
ζ_u (MPa)	5	5	5	5
Av cal (cm²)	18.04	11.90	8.08	4.14
Av adop (cm²)	18.09	13.85	10.18	10.18
Choix adopte	9HA16	9HA14	9HA12	9HA12
St	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm²)	1.02	0.89	0.73	0.52
Ah min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-4) : Ferrailage du voile V4= 1.45 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	854.28	546.26	293.68	141.52
N(KN)	1146.27	755.07	442.6	196.38
Obs	set	set	set	set
ζ_u (MPa)	1.09	0.95	0.78	0.55
$\overline{\zeta_u}$ (MPa)	5	5	5	5
Av cal (cm²)	14.33	9.44	5.53	2.45
Av adop (cm²)	16.94	12.44	12.44	8.58
Choix adopte	11HA14	11HA12	11HA12	11HA10
St	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm²)	1.02	0.89	0.73	0.52
Ah min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-5) : Ferrailage du voile V5= 1.70 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
M(KN.m)	1133.75	7325.70	3832.10	1455.34
N(KN)	5599.62	4371.25	2928.4	1462.41
Obs	set	set	set	set
ζ_u (MPa)	8.53	7.41	5.68	3.53
$\overline{\zeta_u}$ (MPa)	5	5	5	5
Av cal (cm²)	70.00	54.64	36.61	18.28
Av adop (cm²)	71.46	56.92	37.42	25.99
Choix adopte	23HA20	23HA16	23HA14	23HA12
St	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm²)	1.02	0.89	0.73	0.52
Ah min/ml(cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm²	21.49	21.49	21.49	21.49
Choix adopte	19HA12	19HA12	19HA12	19HA12
St	15	15	15	15

Tableau VI-3-6) : Ferrailage du voile V6= 3.10 m

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal: charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✓ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

IX.1- Étude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 1m.

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

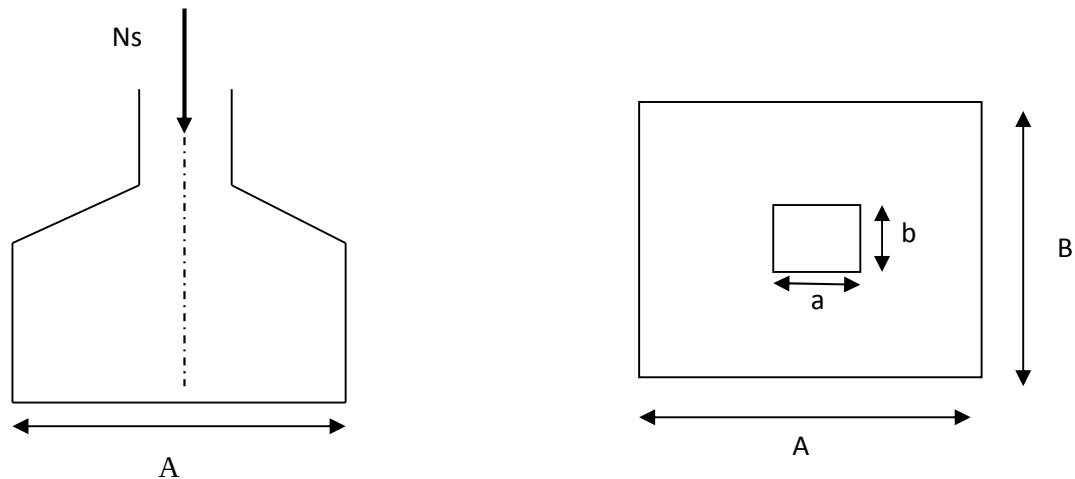
- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder.
- ✓ La nature du terrain et sa résistance.
- ✓ Profondeur du bon sol.
- ✓ Le tassement du sol.

❖ **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du Ssol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \quad (\text{poteaux carré}).$$



$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Exemple : $N_{\text{ser}} = 1613.52 \text{ kN}$; $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$; profondeur égale à 1 m ; d'où : $B = 2,84 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

❖ **Semelles filantes :**

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{Ns}{S} = \frac{G+Q}{B L} \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

σ_{sol} : capacité portante de sol (200 kN/m^2)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

voile	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VL5	528.79	1,70	1.555	2.6435
VL6	4084.12	3.10	6.529	20.2399
				22.8834

Tab VII.1-Surface de semelle filante sous voiles sens X-X

voile	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VT1	3067.77	4.50	3.4086	15.3387
VT2	2938.18	4.60	3.1937	14.6910
VT3	5108.22	4.70	5.4343	25.5412
VT4	884.42	1.45	3.0497	4.4220
				59.9929

Tab VII.2-Surface de semelle filante sous voiles sens Y-Y.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **$S_v = 82.8763 \text{ m}^2$** .

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**- Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} & : \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} & : \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

POTEAUX	Ns (kN)	ei(m)	Ns x ei	Mi(kN.m)
pot c3	932.35	9.25	8624.24	-3.817
pot c10	1141.61	6.15	7020.90	-0.959
pot c17	90.58	3.15	285.33	-3.396
pot c24	841.94	-0.05	-42.10	-6.229
pot c31	105.21	-3.05	-320.89	-3.371
pot c10	1168.48	-6.15	-7186.15	0.906
pot c9	1175.41	-9.25	-10872.54	12.331
Somme	5455.58		-2491.21	-4.535

Tab VII.3-les efforts des poteaux les plus sollicité

$e = \frac{(-2491.21) + (-4.535)}{5455.58} = -0.45 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.50}{6} = 3.083 \text{ m}$: donc la Répartition est trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{5455.58}{18.50} \left(1 - \frac{6 \cdot (-0.45)}{18.50} \right) = 337.94 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{5455.58}{18.50} \left(1 + \frac{6 \cdot (-0.45)}{18.50} \right) = 251.86 \text{ kN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5455.58}{18.50} \left(1 + \frac{3 \cdot (-0.45)}{18.50} \right) = 273.38 \text{ kN/m}$$

3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{273.38}{200} = 1.37 \text{ m} ; \text{ on prend } B = 1.40 \text{ m}$$

On aura donc : $S = B \times L = 1.40 \times 18.50 = 25.90 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n = 25.90 \times 7 = 181.30 \text{ m}^2$

$$St = Sp + Sv = 181.30 + 82.8763 = 264.1763 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de total du bâtiment est :

$$\frac{St}{S_{bat}} = \frac{264.1763}{423.65} = 62.35 \%$$

$St > 50 \% S_{\text{bâtiment}}$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise de bâtiment, donc on adopte pour un radier générale comme fondation à ce bâtiment.

VIII.2- Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal.
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- ✓ Facilité de coffrage.
- ✓ Rapidité d'exécution.

1-Pré dimensionnement du radier :

❖ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$).

❖ **Selon la condition forfaitaire :**

a- sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \implies 58.75 \leq h \leq 94$$

On prend : **$h_v = 90\text{cm}$.**

b- sous poteaux :

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm.}$$

$$h \geq \frac{470}{20} = 23,50\text{cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm.}}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{h_n = 55 \text{ cm.}}$$

$$\text{Largeur : } 0.4h_n < b_n < 0.7h_n \implies 22 < b_n < 38.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{b_n = 45 \text{ cm.}}$$

❖ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot L}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K=40\text{MPa}$) pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,70\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,96\text{m} \implies \mathbf{h = 100 \text{ cm}}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $\mathbf{h_{ner} = 100 \text{ cm}}$

Hauteur de la dalle $\mathbf{h_{dalle} = 30 \text{ cm}}$

Largeur de la nervure $\mathbf{b_{ner} = 45 \text{ cm}}$

2- Détermination des efforts :

- **Charges revenant à la superstructure :**

$G = 37457.7 \text{ kN}$

$Q = 6570.72 \text{ kN}$

- **Combinaison d'action :**

L'ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 60423.98 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 44028.42 \text{ kN}$

- **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{L'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{60423.98}{1,33 \times 200} = 227.16 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44028.42}{200} = 220.14 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} = \max \{227,16 ; 220,14\} = 227.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 423.65 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 265,55 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

On opte pour un débord de $\mathbf{L_{déb} = 50 \text{ cm}}$

La surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

$$S_{\text{rad}} = 423.65 + [(18.50 + 1,00) \times 0,5 + (22.9 \times 0,5)] \times 2 = 466.05 \text{ m}^2$$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**
- **Poids du radier :**

$G_{\text{radier}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (466.05 \times 0,3) \times 25 = 3495.38 \text{ kN}$$

-Poids de la nervure : $P_n = [b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \times \rho_b$

$$P_n = [(0,45 \times (1 - 0,3) \times (22.9 \times 5 + 18.5 \times 7))] \times 25 = 1905,75 \text{ kN}$$

-Poids de T.V.O = $[(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(466.05 - 97.60) \times (1,0 - 0,3)] \times 17 = 4384.67 \text{ kN.}$$

- Poids de la dalle flottante : $P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 466.05 \times 0,10 \times 25 = 1164.13 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 3495.38 + 1905.75 + 4384.67 + 1164.13 = 10949.93 \text{ kN}$$

La charge d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 10949,93 \text{ kN}$

Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}} = 5 \times 466.06 = 2330.30 \text{ kN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 10949.93 + 37457.70 = 48407.63 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 2330.30 + 6570.72 = 8901.02 \text{ kN}$$

• Combinaison d'action :

L'ELU : $N_u = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 78701.83 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 57308.65 \text{ kN}$

3- Vérification :

➤ Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b=1\text{m} ; d=0,9 \text{ m} \quad h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{78701.83 \times 1}{466.06} \times \frac{4,70}{2} = 396.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{396.84}{1 \times 0,27} = 1469.76 \text{ KN/m}^2 = 1.469 \text{ MPa}$$

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

➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(K=0) + T_j(K=0) \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

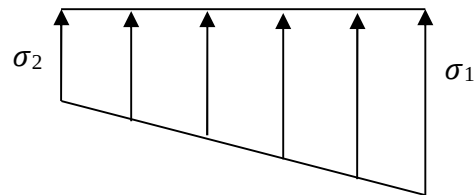


Fig VII.1-Diagramme des contraintes

- Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.25m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.45m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{22.9 \times 18.50^3}{12} = 12082.85 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{18.50 \times 22.50^3}{12} = 17560.55 \text{ m}^4$$

Calcul des moments:

$$M_{xx} = 581.641 + 3394.89 \times 1 = 3976.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 60821.761 + 29.84 \times 1 = 60851.60 \text{ kN.m}$$

➤ Sens longitudinale de sous-sol:

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{60423.98}{466.05} + \frac{3976.53}{17560.55} \cdot 11.45 = 132.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{60423.98}{466.05} - \frac{3976.53}{17560.55} \cdot 11.45 = 127.06 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3.255,65 + 247,98}{4} = 253,73 \text{ kN/m}^2 < 1,33. \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{44028.42}{466.05} + \frac{3976.53}{17560.55} \cdot 11.45 = 132.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{44028.42}{466.05} - \frac{3976.53}{17560.55} \cdot 11.45 = 91.89 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3.132.24 + 91.89}{4} = 122.15 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversale de sous-sol :

A P'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{60423.98}{466.05} + \frac{60851.60}{12082.85} \cdot 9.25 = 176.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{60423.98}{466.05} - \frac{60851.60}{12082.85} \cdot 9.25 = 83.07 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3.176.25 + 83.07}{4} = 152.96 \text{ kN/m}^2 < 1,33. \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{44028.42}{466.05} + \frac{60851.60}{12082.85} \cdot 9.25 = 141.06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{44028.42}{466.05} - \frac{60851.60}{12082.85} \cdot 9.25 = 47.89 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3.141.06 + 47.89}{4} = 117.76 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis. On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\rho < 0,4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{Lx^2}{8} \text{ et } M_{oy}=0$$

2^{eme} cas : Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnée par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ ($L_x < L_y$)

Remarque: Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

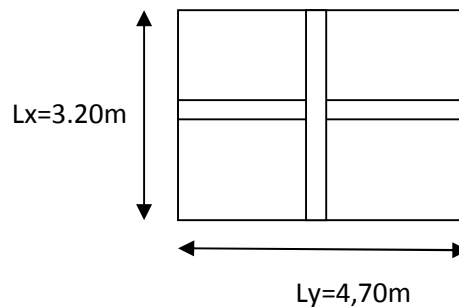
Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$L_x = 3.20\text{m}$; $L_y = 4,70\text{m}$

$$0,4 \leq \frac{3.20}{4,70} = 0,7 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} = 253.73 - \frac{10949.93}{466.05} = 230.23 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} = 122.15 - \frac{10949.93}{466.05} = 98.65 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul à L'ELU:

$$q_u = 230.23 \text{ KN/m}^2 \quad \text{avec : } \rho = 0,7 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,667 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,052 \times 230.23 \times (3.20)^2 = 122.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,667 \times 122.59 = 81.77 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

- Ferrailage dans le sens x-x :

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 122.59 = 61.30 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.30 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,059 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,059$; $\beta = 0,970$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta X_d \times f_{e/\gamma_s}} = \frac{61.30.10^5}{0,970 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 6.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA14/ml** = **9.23 cm²** avec un espacement de 15 cm.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 122.59 = 91.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{91.94 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,088 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,088$; $\beta = 0,954$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X_d \times f_{e/\gamma_s}} = \frac{91.94 \times 10^5}{0,954 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 10.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA16/ml** = **12.06 cm²** avec un espacement de 15 cm.

- **Ferraillage dans le sens y-y :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 81.77 = 40.89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40.89 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,039 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,039$; $\beta = 0,980$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta X_d \times f_{e/\gamma_s}} = \frac{40.89 \times 10^5}{0,980 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 4.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14/ml** = **6,15 cm²** avec un espacement de 25 cm.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 81.77 = 61.33 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.33 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,059 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,059$; $\beta = 0,969$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X_d \times f_{e/\gamma_s}} = \frac{61,33 \times 10^5}{0,969 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 6.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14/ml** = **7.69 cm²** avec un espacement de 25 cm.

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 \cdot \rho)}{2} ; \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \quad \varphi = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

h: la hauteur de la dalle

b : 100cm (bande de 1m)

Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_o \times (3-\rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3-0,7}{2}\right) = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_o \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

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

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{3462.66}{3 \times 4,70} = 245.58 \text{ KN} \quad ; \text{ avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3462.66}{2 \times 7.9} = 219.16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{245.58 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII .3- Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,7 \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0589 \times 98.65 \times (3.20)^2 = 59.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,764 \times 59.50 = 45.46 \text{ kN.m}$$

Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 59.50 = 29,75 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 59.50 = 50,58 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 45.46 = 22.73 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 45.46 = 38.64 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A}, \quad K = \frac{1}{K_1}, \quad \rho = \frac{100 A}{b d}$$

Sens		Ms	Au	ρ	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
X-X	Appui	29.75	9.23	0,342	0,909	0,025	131.33	3.28	15	cv
	Travée	50.58	12.06	0,446	0,899	0,028	172.79	4.84	15	cv
Y-Y	Appui	22.75	6.15	0,227	0,924	0,020	148.28	2.97	15	cv
	Travée	38.64	7.69	0,285	0,916	0,022	203.17	4.47	15	cv

Tab VII.4- Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle radier.

- Ferrailage des débords

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc leur ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

- Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x}{4} \right)$$

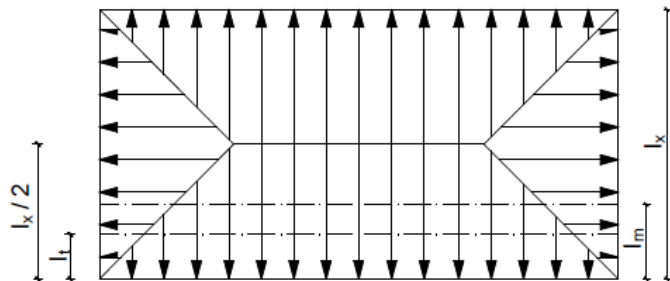


Fig VII.2-Répartition trapézoïdale

Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$

Chargement simplifié :

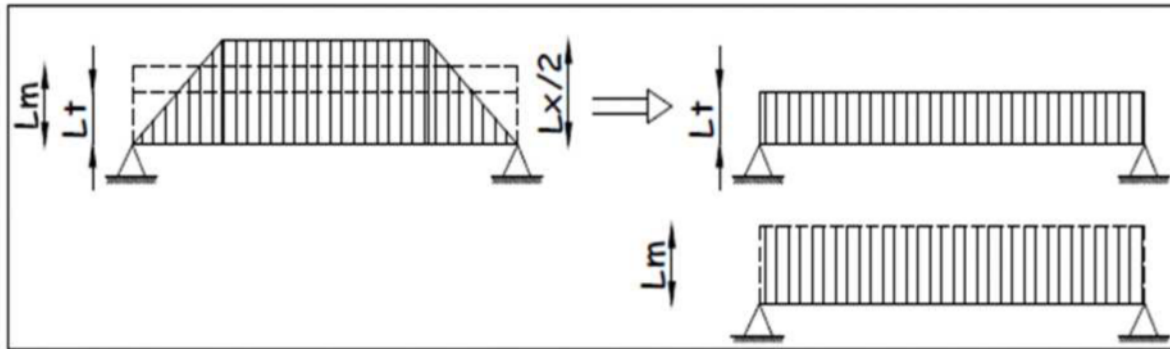


Fig VII.3-Repartitions des charges.

Charges à considérer :

Pour les moments fléchissent :

$$\begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_m \\ Q_s = q_s \cdot l_m \end{cases}$$

Pour les efforts tranchants :

$$\begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_t \\ Q_s = q_s \cdot l_t \end{cases}$$

- Déterminations des charges :**L'ELU :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} = 253.73 - \frac{10949.93}{466.05} - \frac{1905.75}{97.60} = 210.70 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} = 122.15 - \frac{10949.93}{466.05} - \frac{1905.75}{97.60} = 79.12 \text{ kN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

ELU : $q_u = 210.70 \text{ kN}$

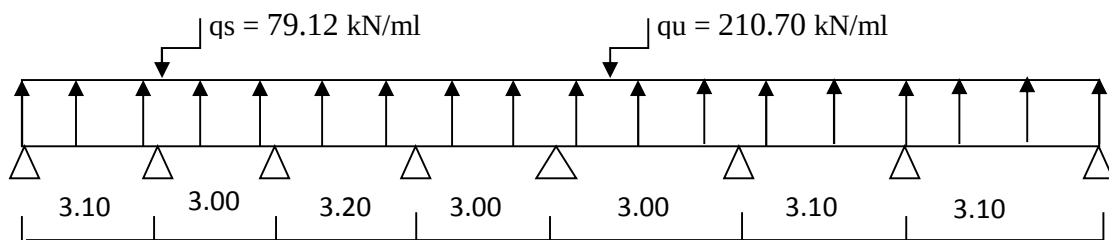


Fig VIII.4-Schéma statique de la nervure longitudinale.

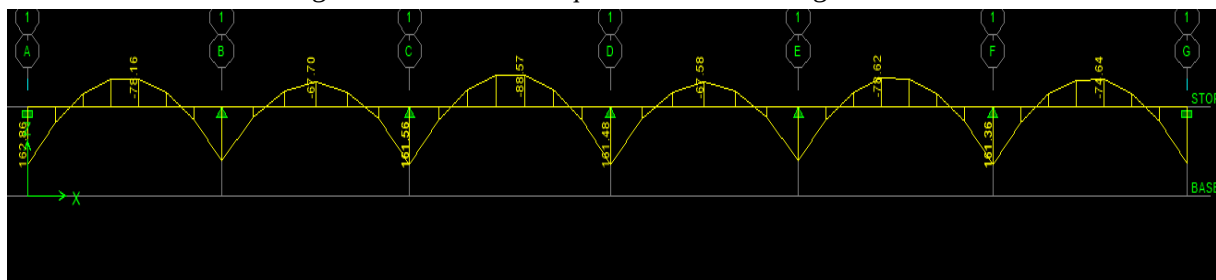


Fig VIII 5-Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

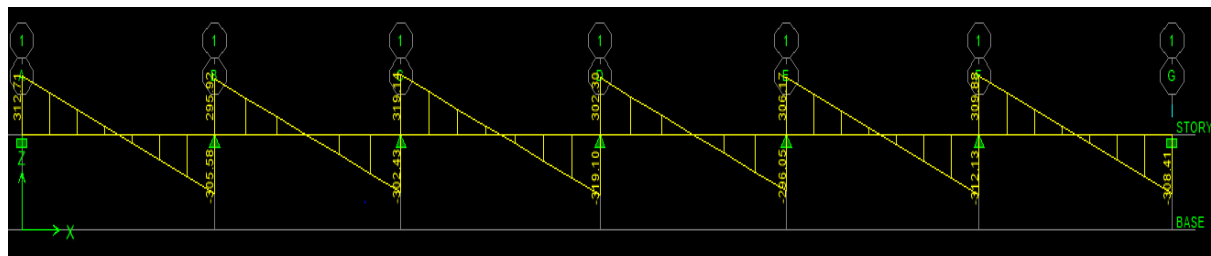


Fig VIII 7-Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

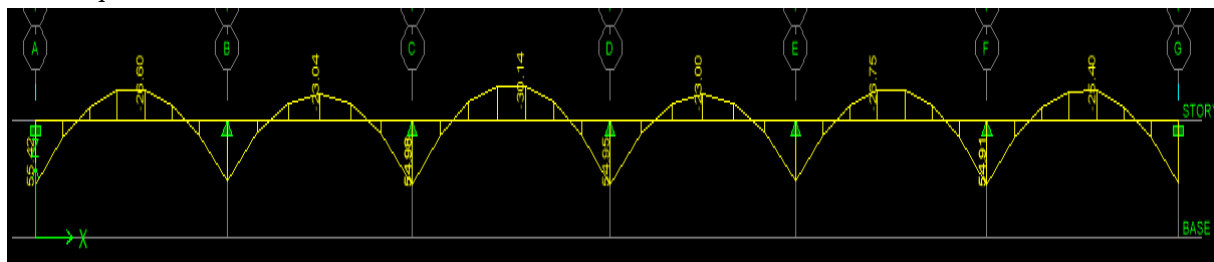
ELS : $q_s = 79.12 \text{ kN}$ 

Fig VIII 8-Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

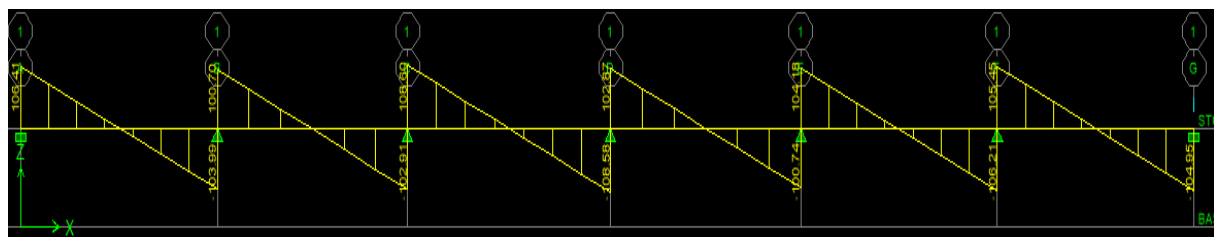


Fig VIII 9-Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

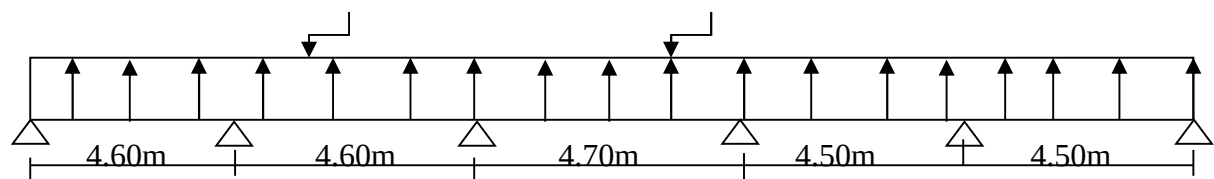
Sens transversale: $q_s = 154,12 \text{ kN/ml}$ $q_u = 223,61 \text{ kN/ml}$ 

Fig VIII 9-Schéma statique de la nervure transversale.

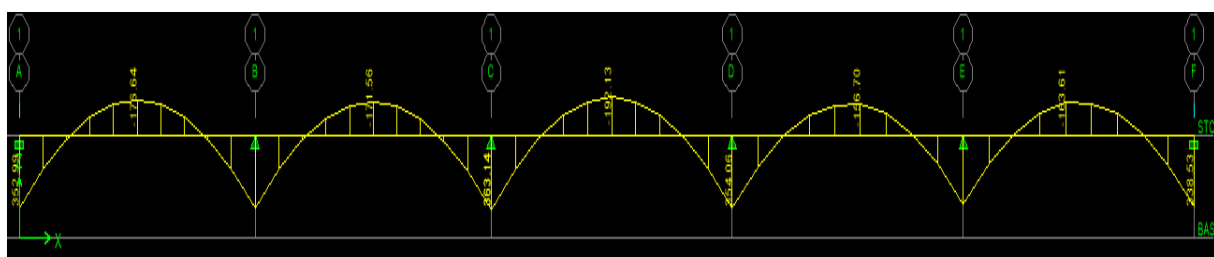


Fig VIII 10-Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

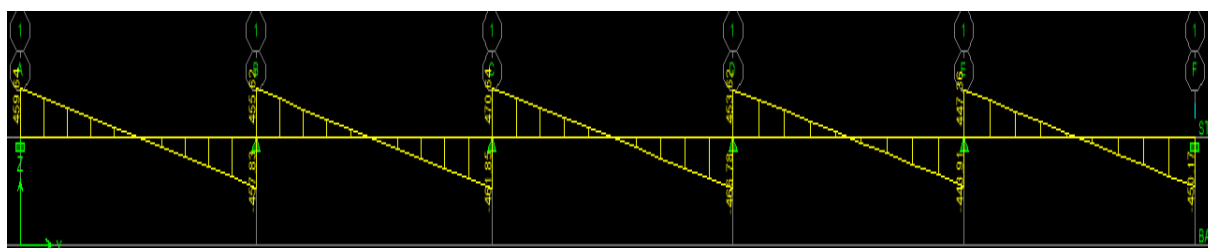


Fig VIII 11-Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

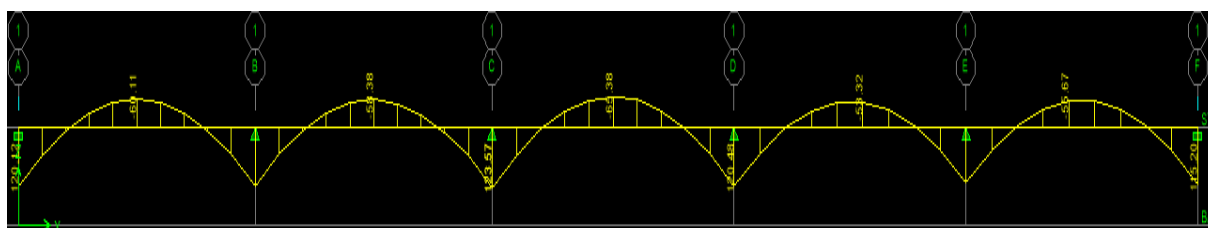


Fig VIII 12-Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

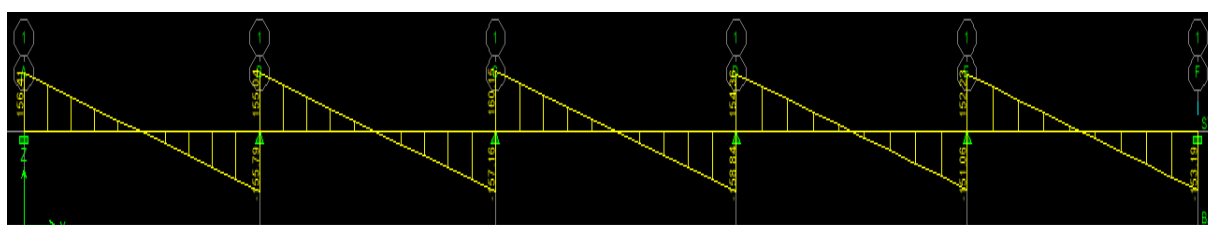


Fig VIII 13-Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} (x-x) : Ma = 162.86 \text{ kN.m} , & Mt = 88.97 \text{ kN.m} , & Tu = 312.10 \text{ kN} \\ (y-y) : Ma = 363.14 \text{ kN.m} , & Mt = 192.13 \text{ kN.m} , & Tu = 470.64 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} (x-x) : Ma = 55.42 \text{ kN.m} , & Mt = 30.14 \text{ kN.m} \\ (y-y) : Ma = 123.57 \text{ kN.m} , & Mt = 63.38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Ferrailage à l'ELU :**

$$h_n = 100 \text{ cm}, b_n = 45 \text{ cm}, c = 5 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}$$

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	Au cal (cm ²)	A adp
X-X	Appuis	162.86	0,028	0,986	SSA	5,16	7.29	4HA16=8.04
	Travée	88.97	0,015	0,992	SSA	5,16	5.71	4HA16=8.04
Y-Y	Appuis	313.14	0,063	0,967	SSA	5,16	14.06	4HA16+4HA14=14.19
	Travée	192.13	0,033	0,983	SSA	5,16	8,71	4HA16+2HA12=10.27

Tab VIII.6- ferrailage de la nervure.

- **Verification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Tu^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa (fissuration est préjudiciable)}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{312,10 \times 10^3}{450 \times 950} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{470,64 \times 10^3}{450 \times 950} = 1,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistanceOn prend : 2 cadres en HA8 Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ➤ **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 19,5 \text{ cm} \}$$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$ • **Zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$ ➤ **La quantité d'armatures transversals:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$ **En zone courante :** $A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1,76 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$ ➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 = 3,08 cm²**Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	obs
X-X	Appui	162.86	55.42	2.9	0,028	0,0355	1.2	CV
	Travée	88.97	30.14	2.9	0,015	0,0201	1.2	CV
Y-Y	Appui	363.14	123.57	2.9	0,063	0.0828	1.2	CV
	Travée	192.13	63.38	2.9	0,033	0,0432	1.2	CV

Tab VIII.7- Vérification des contrainte a l'ELS de la nervure.

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

INTRODUCTION:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII- 1) Pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le (**Art 10.1.2 RPA99/2003**) doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{\min} = 0.10\%.b h$

1- Méthode de calcul:

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

2- Détermination des sollicitations:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σ_h et σ_v tel que:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

ϕ : Angle de frottement interne

3 - Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\rho = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- ✓ $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- ✓ $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- ✓ $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

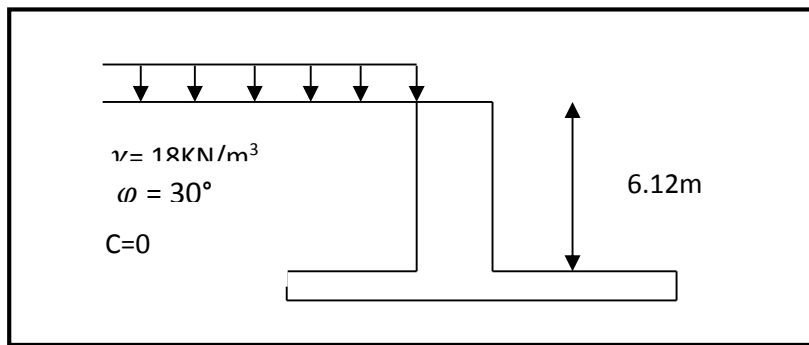


Figure VIII-1) : Schéma statique du Mur plaque

Contrainte de la poussée des terres:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$$

4 - Calcul des sollicitations:

➤ Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_h = 0.5(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10)$$

$$\sigma_h = 12.15h + 7.5$$

Pour: $h=0m \rightarrow \sigma_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$

Pour: $h=6.12m \rightarrow \sigma_1 = 81.86 \text{ kN/m}^2$

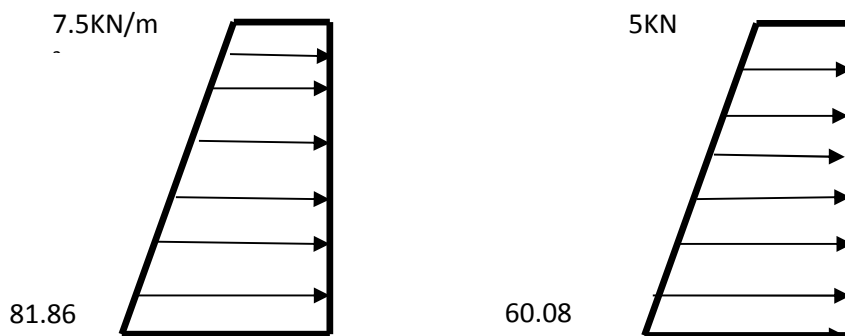
➤ Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_h = 0.5(10 + 18 \times h) = 9h + 5 \text{ kN/m}^2$$

Pour $h = 0m \rightarrow \sigma_1 = 5 \text{ kN/m}^2$

Pour $h = 6.12m \rightarrow \sigma_1 = 60.08 \text{ kN/m}^2$



ELU

ELS

Figure VIII-2): diagrammes des contraintes.

5 - Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m:

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 81.86 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 63.27 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 60.08 + 5}{4} \times 1\text{m} = 46.31 \text{KN/ml}$$

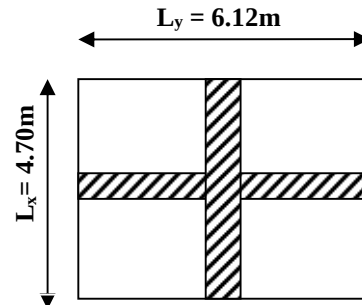
VIII -2) Ferrailage de mur plaque:**1 - Identification des panneaux:**

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.70}{6.12} = 0.78$$

$$\text{Avec: } L_x = 4.70\text{m}$$

$$L_y = 6.12\text{ m}$$

Donc : $0,4 < \rho = 0.86 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

**2 - Calcul a l'ELU:**

$$\text{On a : } \rho = 0.78$$

$$v = 0$$

$$\text{Donc : } \mu_x = 0.0598$$

$$\mu_y = 0.559$$

$$\text{Alors : } M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0598 \times 63.27 \times (6.12)^2 = 141.71 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.695 \times 141.71 = 99.22 \text{ KN.m}$$

3- Correction des moments:

- Sens x-x:**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 141.71 = 70.855 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 141.71 = 106.28 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y:**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 99.22 = 49.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 99.22 = 74.42 \text{ KN.m}$$

4 - Calcul des armatures :

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

Sens	Mu (KN.M)	μ	B	Obs	Amin (Cm ²)	Ast (Cm ²)	Aadp (Cm ²)	St (cm)
X-X	Ma = 70.855	0.173	0.905	SSA	2	13.23	20HA12= 22.62	15
	Mt = 106.28	0.259	0.848	SSA	2	21.18	20HA12= 22.62	15
Y-Y	Ma =39.61	0.097	0.948	SSA	2	7.06	20HA12= 22.62	15
	Mt = 59.42	0.145	0.922	SSA	2	10.89	20HA12= 22.62	15

Tableau VIII-1): Calcule des la section d'armatures.

5 - Recommandation RPA:

- Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes:
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$;

h : épaisseur du voile = 20 cm

6 - Vérification a l'ELU:**•Vérification de la condition de non fragilité :**

$$M_x \geq m_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

Avec: m_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

➤ Sens x-x:

$$A_{\min} \geq b \times h \times m_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3-0.78}{2} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 22.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 22.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.78 \text{ cm}^2$$

➤ Sens y-y:

$$A_{\min} = m_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 22.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 22.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des espacements:**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

➤ **Sens x-x:**

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} < 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

➤ **Sens x-x:**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{1819.90}{3 \times 6.12} = 99.12\text{KN}$$

Avec : $p = q_u \times l_x \times l_y = 63.27 \times 4.70 \times 6.12 = 1819.90\text{KN/m}^2$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{99.12 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.583\text{ MPa} \leq \overline{V_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

➤ **Sens y-y:**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{1819.90}{(2 \times 6.12) + 4.70} = 107.43\text{ KN}$$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{107.43 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.631\text{ MPa} \leq \overline{V_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

7- Vérification a l'ELS:

On a: $\rho = 0.78$

$$v = 0.2$$

Donc: $\mu_x = 0.0652$

$$\mu_y = 0.683$$

Alors: $M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0652 \times 46.31 \times (6.12)^2 = 113.09\text{KN.m}$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.683 \times 113.09 = 77.24\text{ KN.m}$$

• **Correction des moments:**

Sens x-x:

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 113.09 = 56.55\text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 113.09 = 84.82\text{ KN.m}$

Sens y-y:

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 77.24 = 38.62\text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 77.24 = 57.93\text{ KN.m}$

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{ MPa}$

On a : $\sigma_b = K \cdot \sigma_s$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

Sens	Ms (KN.M)	As	ρ	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
X-X	Ma=56.55	22.62	1.330	0.846	17.46	161.60	9.26	15	CV
	Mt =84.82	22.62	1.330	0.846	17.46	260.48	14.9	15	CV
Y-Y	Ma=38.62	22.62	1.330	0.846	17.46	118.77	6.80	15	CV
	Mt =57.93	22.62	1.330	0.846	17.46	178.15	10.20	15	CV

Tableau VIII-2): Vérifications des contraintes.

8 -Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

l_x : portée entre nus d'appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

M_t = 84.82KN.m

M_0 : Moment max de la travée isostatique **$M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{46.31(6.12)^2}{8} = 216.81 \text{KN. m}$**

A_{st} : Section des armatures **5.65cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **17cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0,049 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{84.82}{20 \times 216.81} = 0,019 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{b d} = \frac{22.62}{100 \times 17} = 0.0013 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

• CONCLUSION :

- L'épaisseur du mur plaque est de **20cm**.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de **1m**.

- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens X-X :**

En travée : **10HA12** avec un espacement de **15 cm.**

Aux appuis : **10HA12** avec un espacement de **15cm.**

- **Sens Y-Y :**

En travée : **10HA12** avec un espacement de **15cm.**

Aux appuis : **10HA12** avec un espacement de **15cm.**

Conclusion :

Ce projet qui consistait en l'étude d'un bâtiment (R+5+2sous sols) est ma première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances théorique et les règlements en vigueur acquises tout au long de ma formation.

A travers cette étude, j'ai dimensionné et calculé tous les éléments en respectant toutes les étapes précédentes.

De plus nous avons passé en revue tous les règlements applicables (RPA, BAEL, DTR...) Pour mener à bien cette étude.

Pour ces études, le calcul a été réalisé par le logiciel ETABS et qui consiste en la détermination des efforts qui revient à chaque élément structural des bâtiments. En troisième étapes, le ferraillage de tous les éléments a été mené en conformité avec le BAEL.

Toute cette étude a été menée tout en essayant de respecter les critères de résistance, de sécurité, de ductilité et d'économie

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

- **Règlement :**

- RPA99 version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 modifiée99 : Béton Armé aux États Limites.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

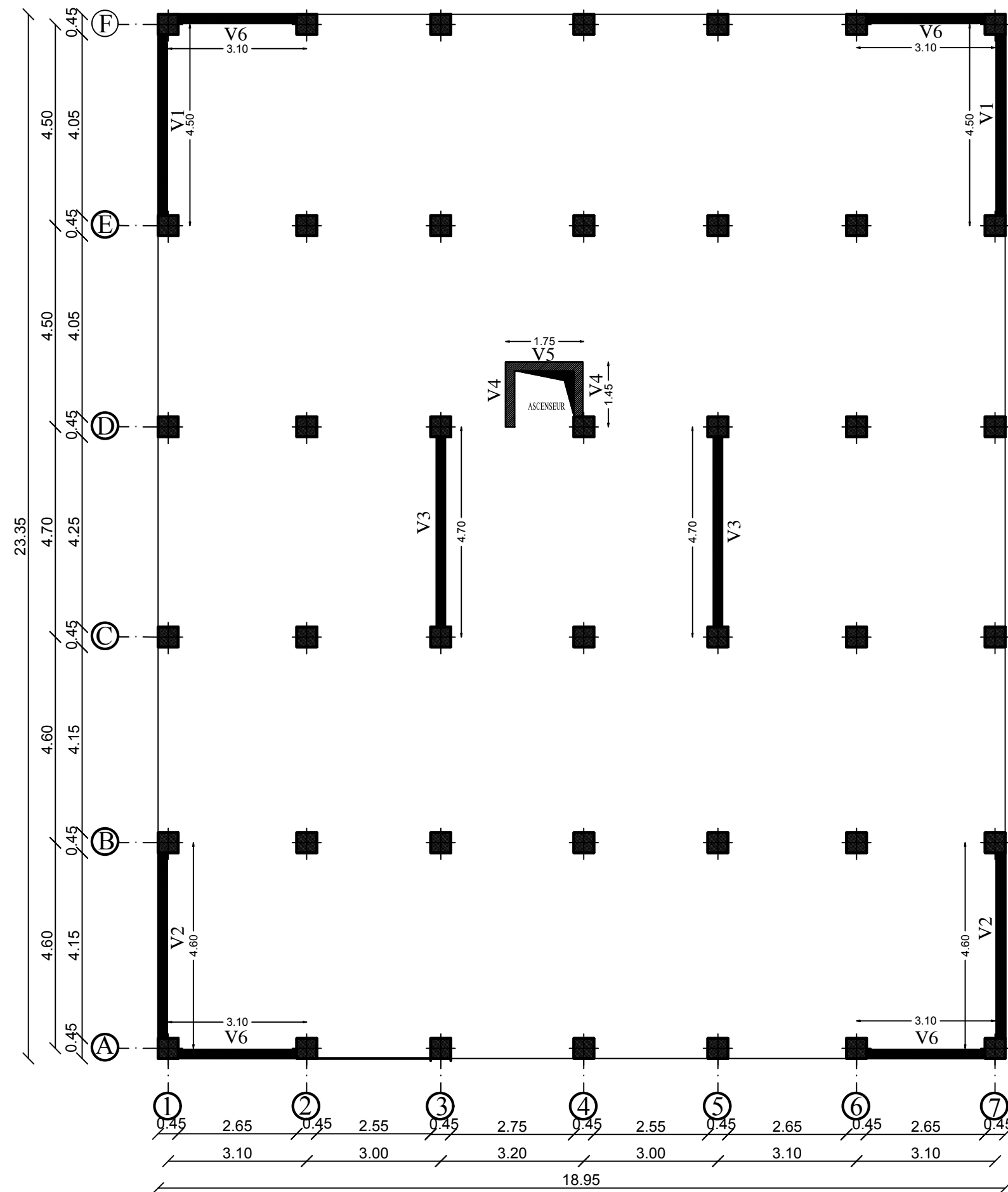
- **Cours :**

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

- **Logiciels et programmes :**

- AUTO-CAD 2D (Dessin).
- ETABS V.9.6.0 (Analyse des structures).
- OFFICE (Traitement de texte, calcul.....).

-



LA DISPOSITION DES VOILES

*Les Voiles Longitudinaux:

V 06 =3.10 m

V 05 =1.75 m

*Les Voiles Transversaux :

V 01 =4.50m

V 02 =4.60m

V 03 =4.70m

V 04 =1.45m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

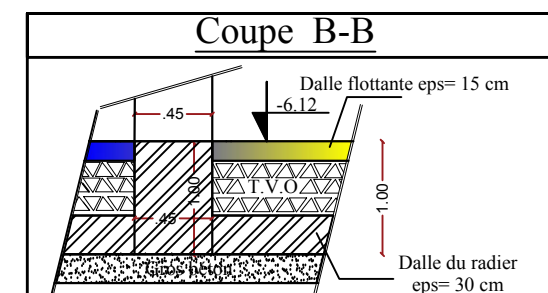
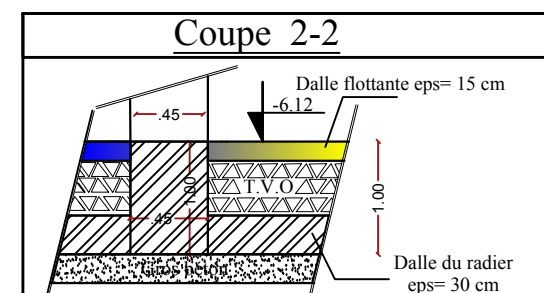
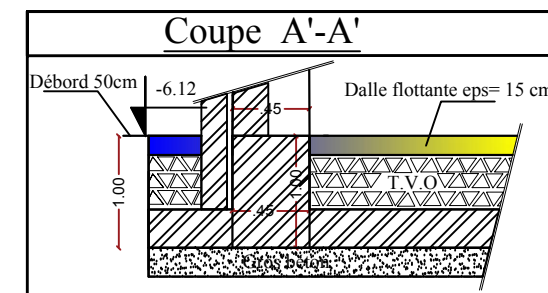
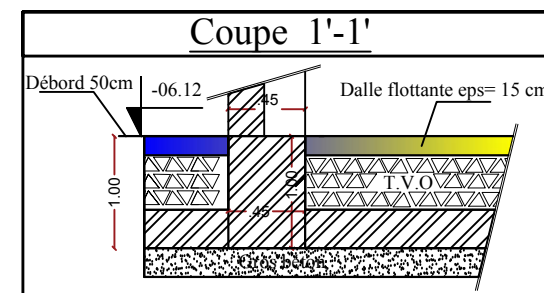
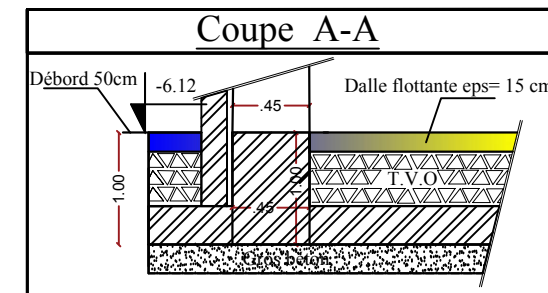
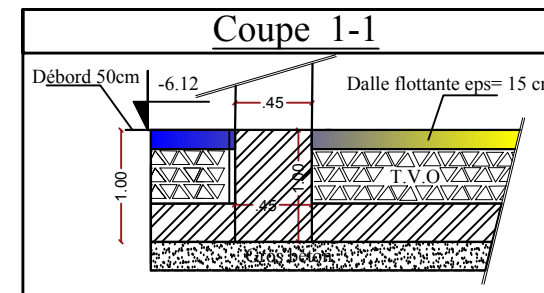
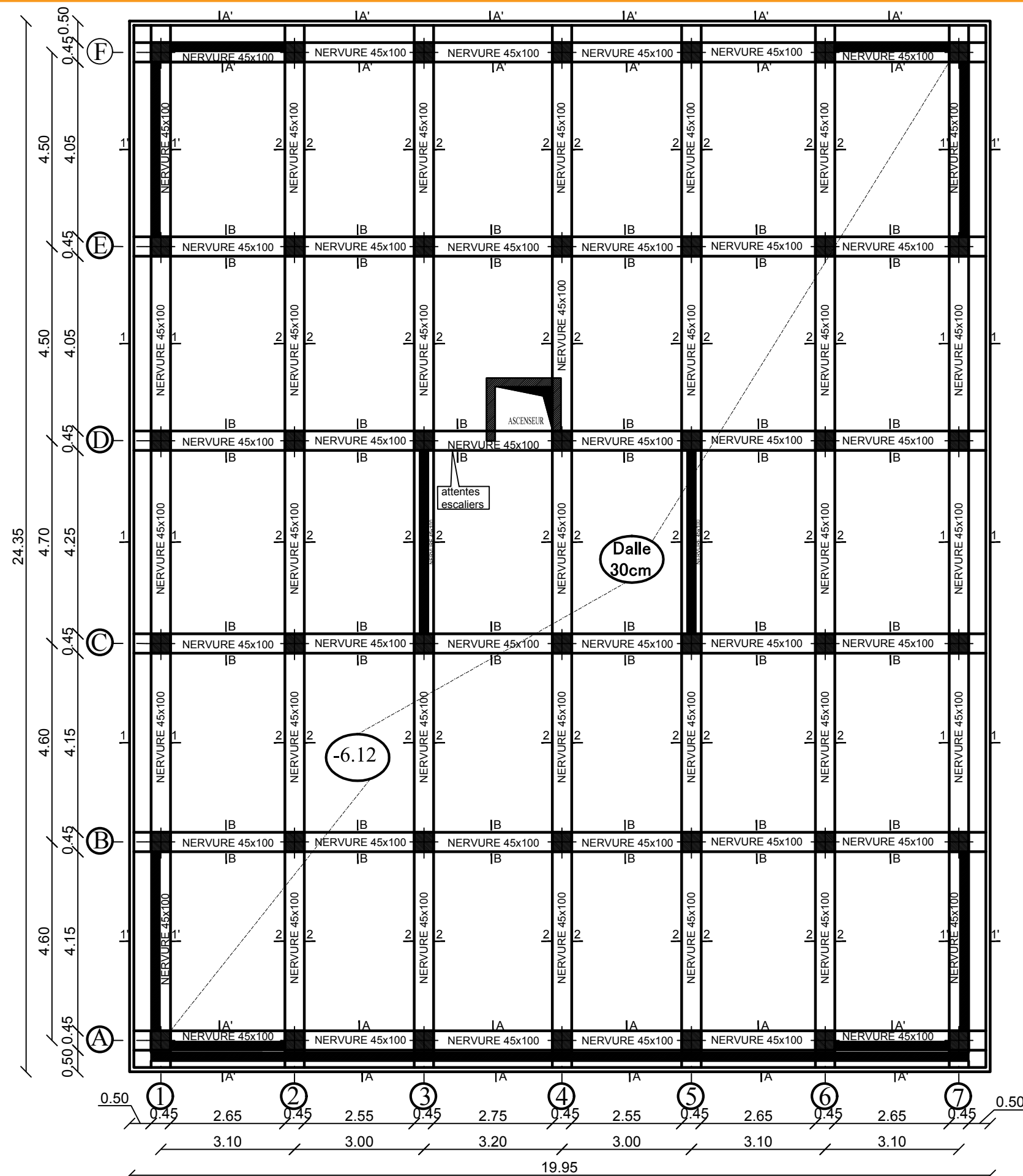
LA DISPOSITION DES VOILES

Plan N°:02

Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Promotion:
2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

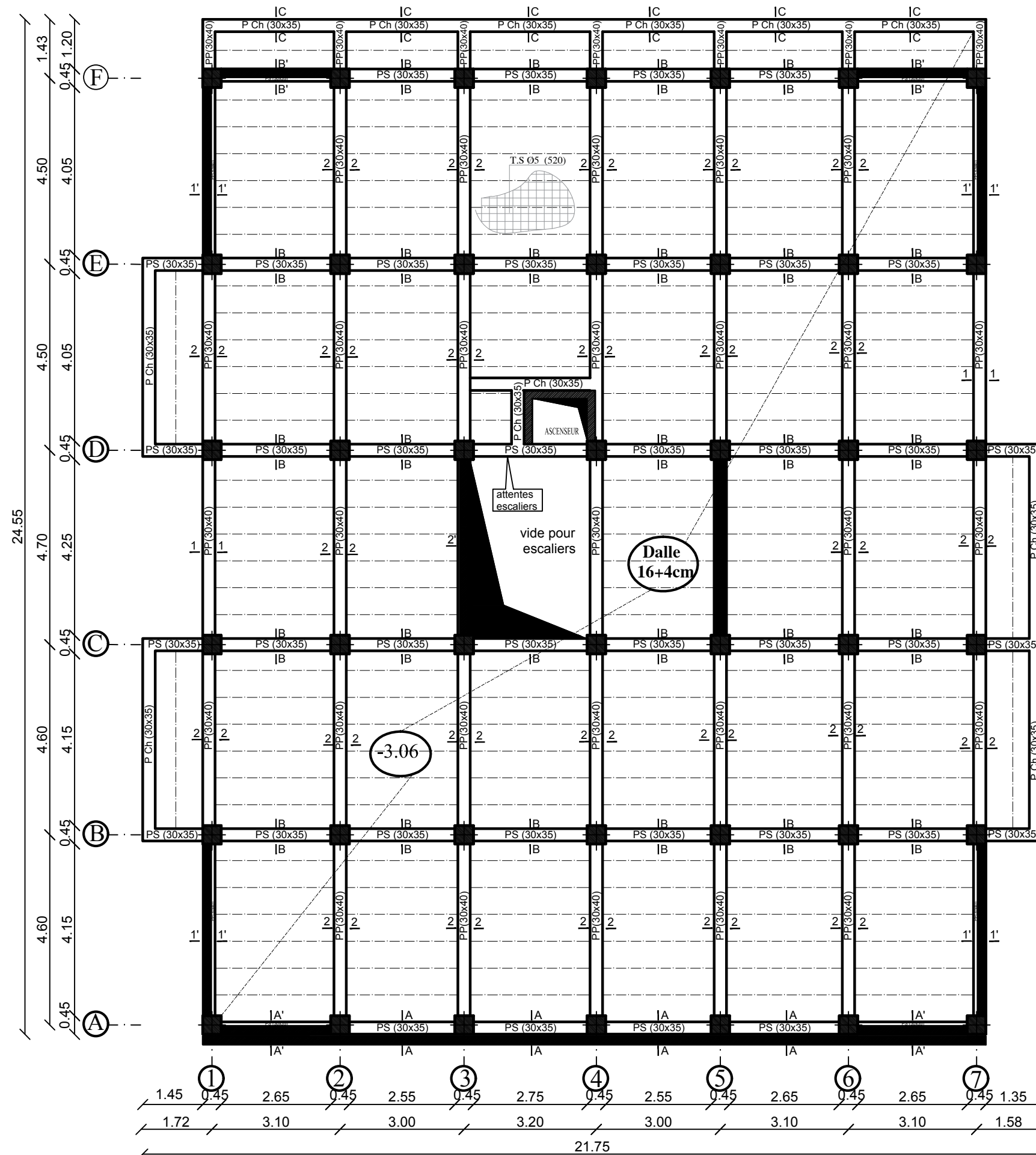
PLAN DE FONDATIONS
NIV : -6.12

Plan N°:01

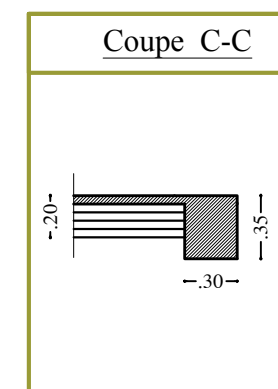
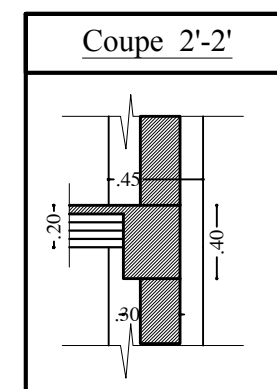
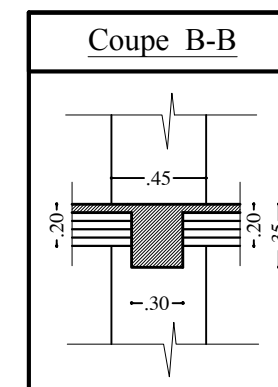
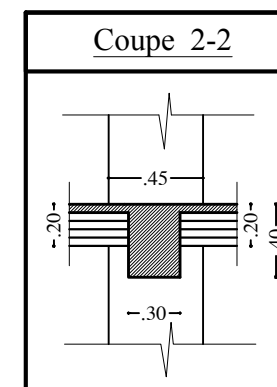
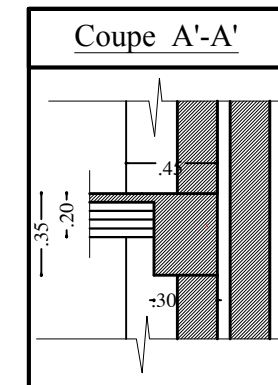
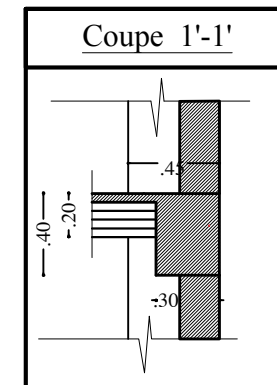
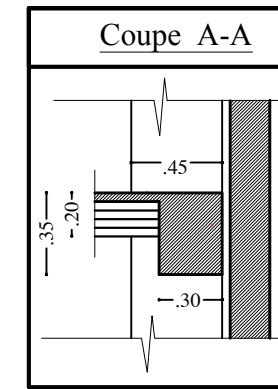
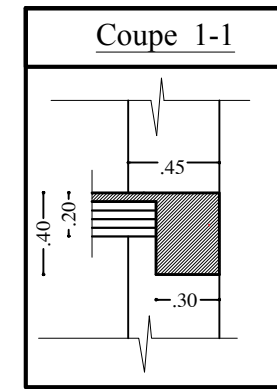
Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Promotion:
2019-2020



PLAN DE COFFRAGE NIV: -3.06 (1^{er} SOUS SOL)



UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

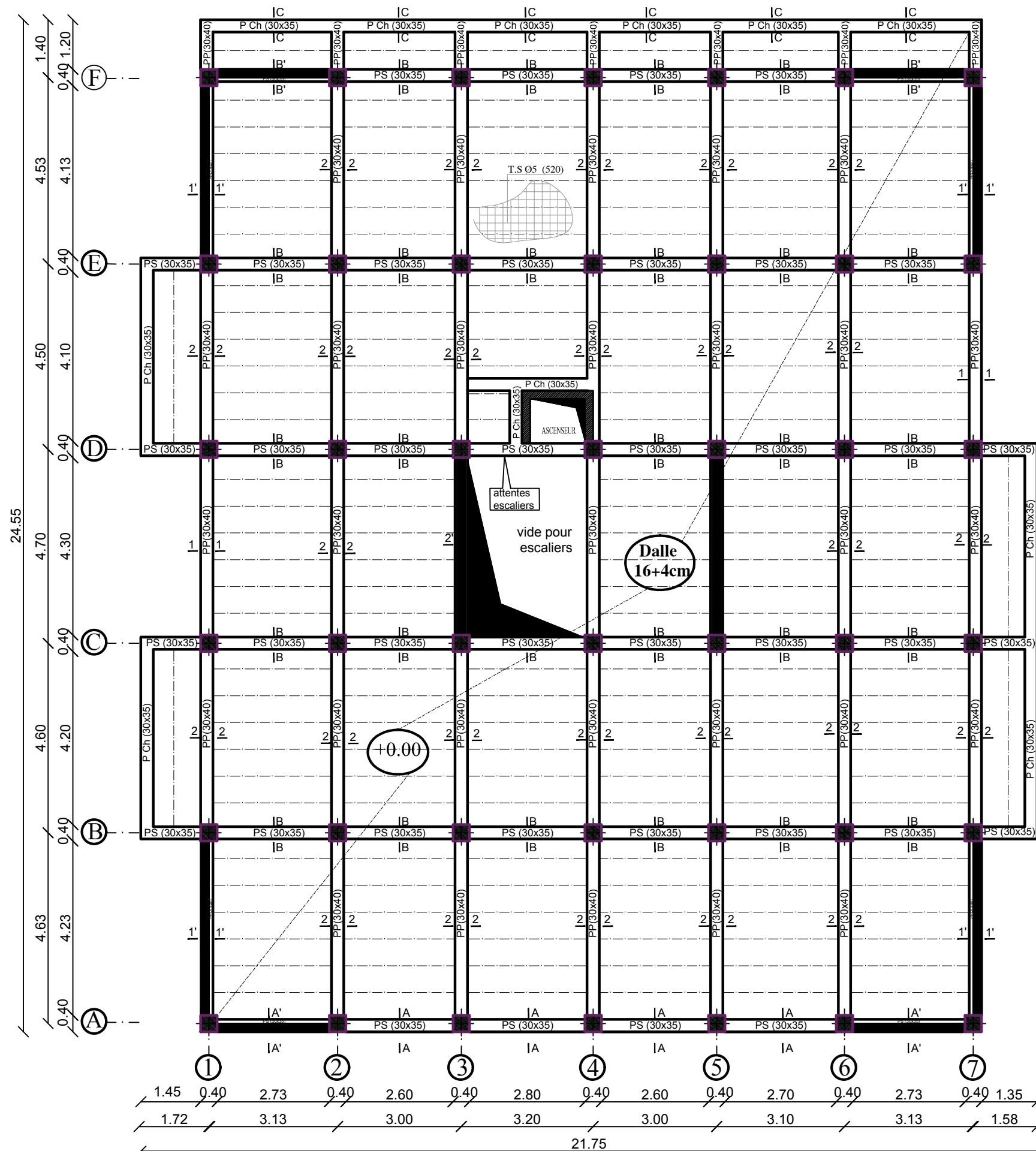
PLAN DE COFFRAGE
NIV: -3.06

Plan N°:03

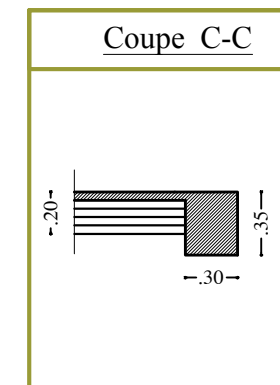
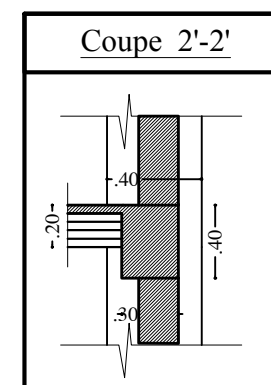
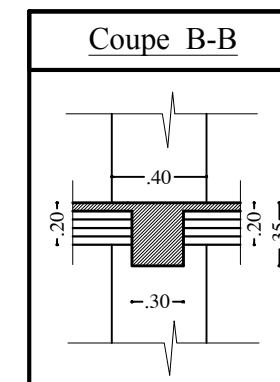
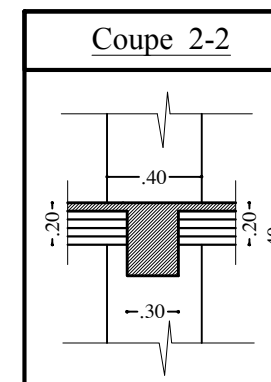
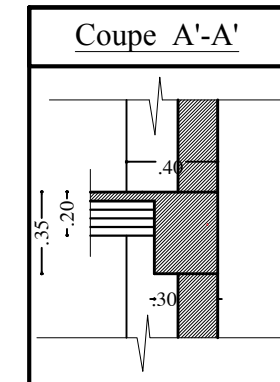
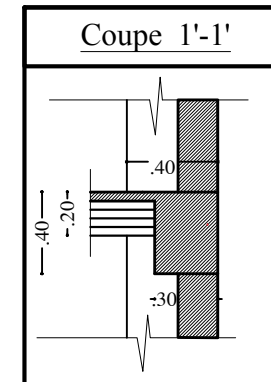
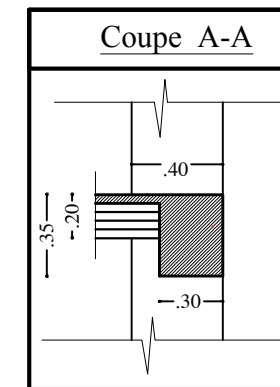
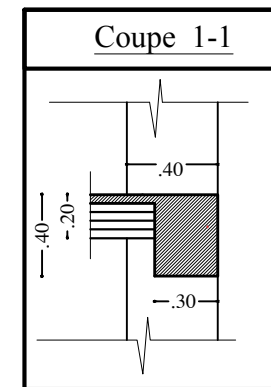
Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Promotion:
 2019-2020



PLAN DE COFFRAGE NIV: +0.00 (RDC)



UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

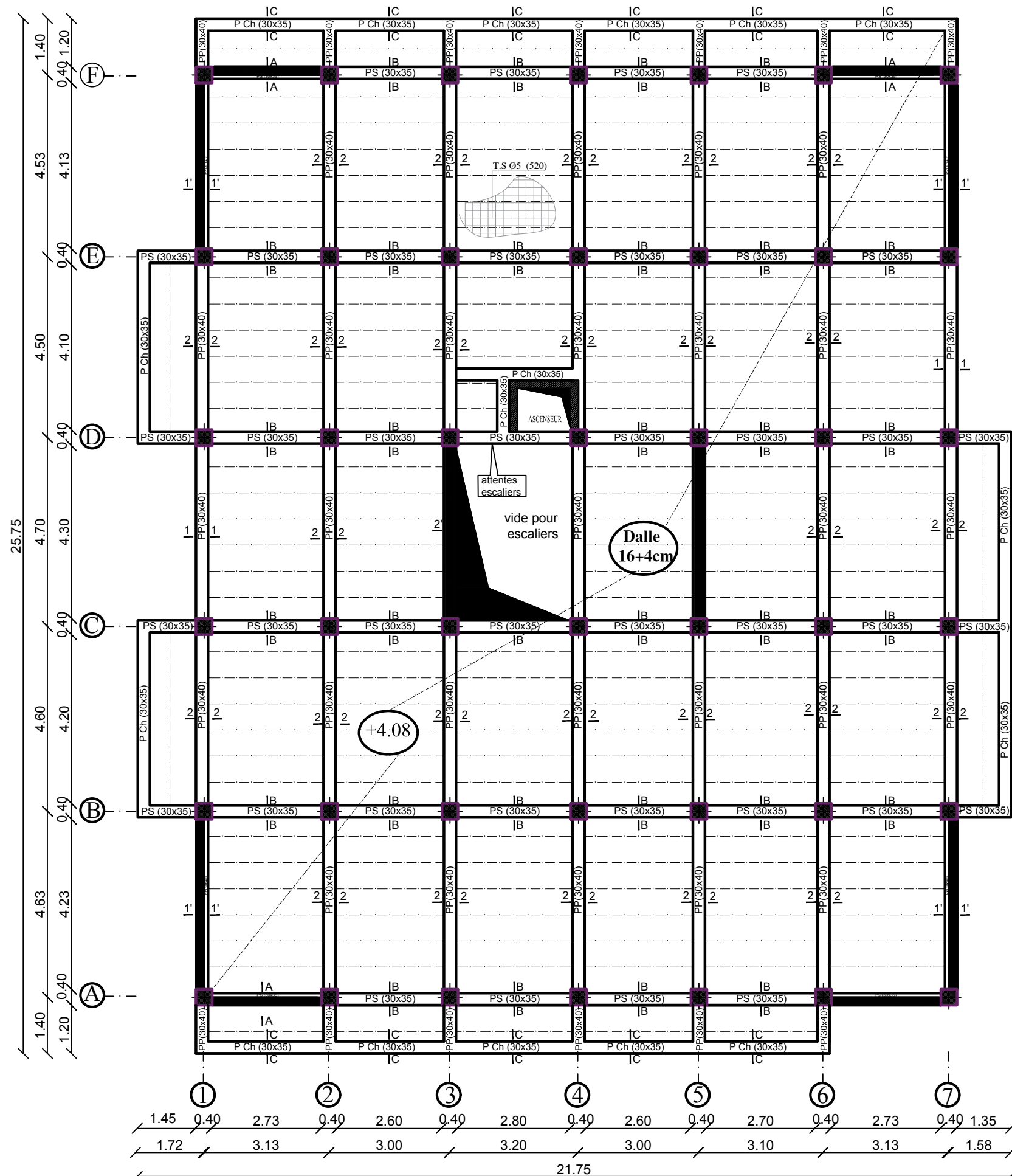
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +0.00 (RDC)

Plan N°:04

Dirigé par :

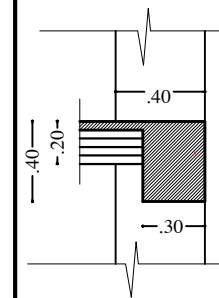
-M^r KHELIL.N

Promotion:
 2019-2020

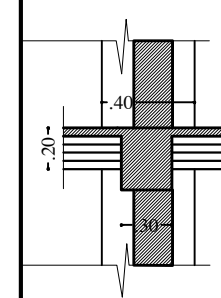


PLAN DE COFFRAGE NIV: +4.08 (1^{er} ETAGE)

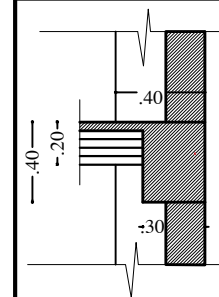
Coupe 1-1



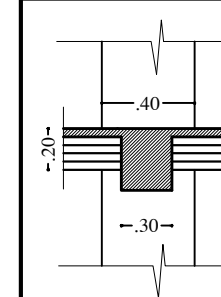
Coupe A-A



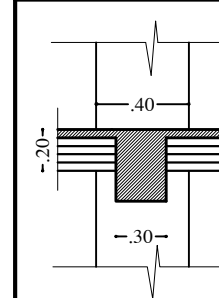
Coupe 1'-1'



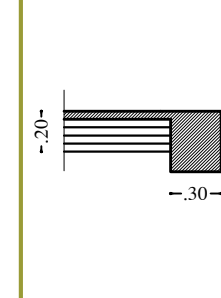
Coupe B-B



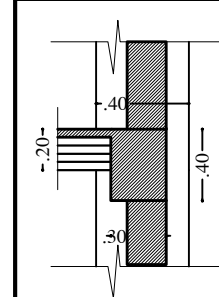
Coupe 2-2



Coupe C-C



Coupe 2'-2'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} RAMI Fatima

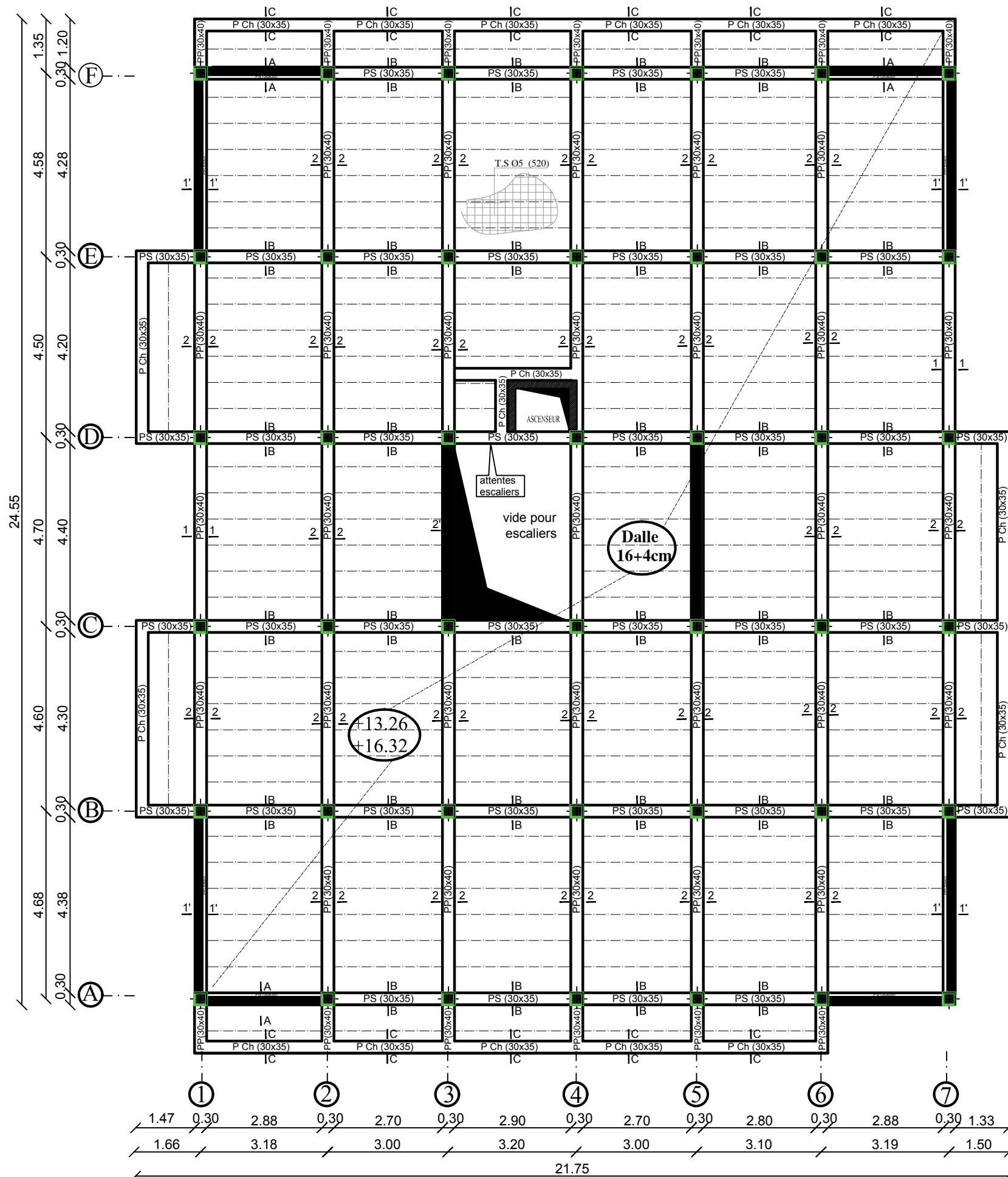
Titre :

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +4.08

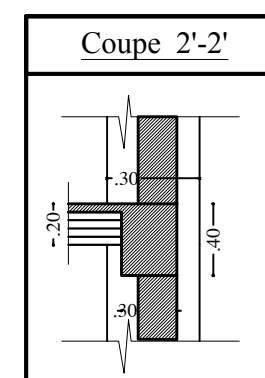
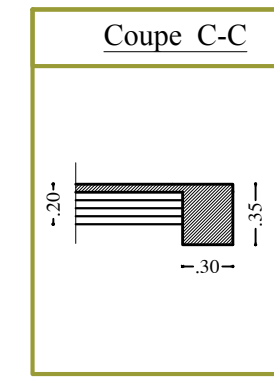
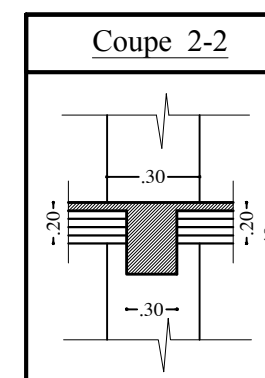
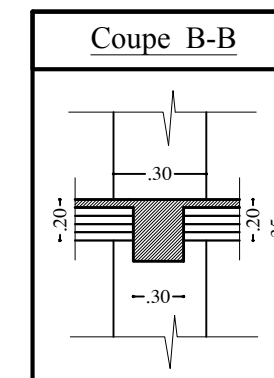
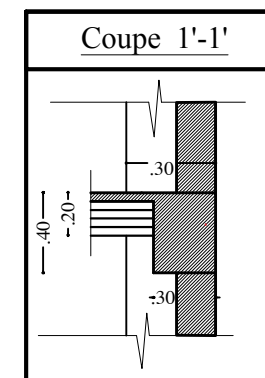
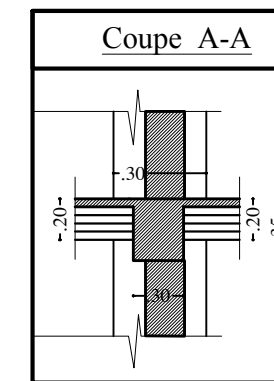
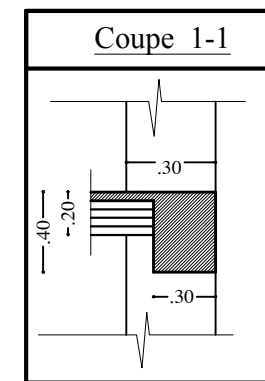
Plan N°:05

Dirigé par :
-M^r KHELIL.N

Promotion:
2019-2020



PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.26 ET +16.32 (4^{eme} et 5^{eme} ETAGE)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

PLAN DE COFFRAGE

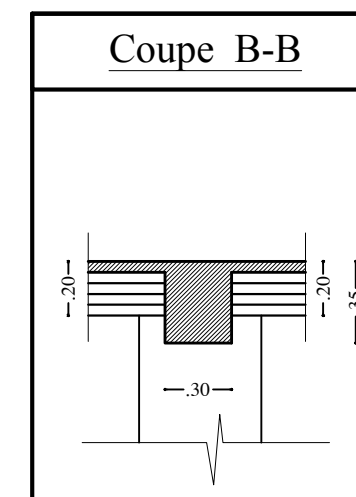
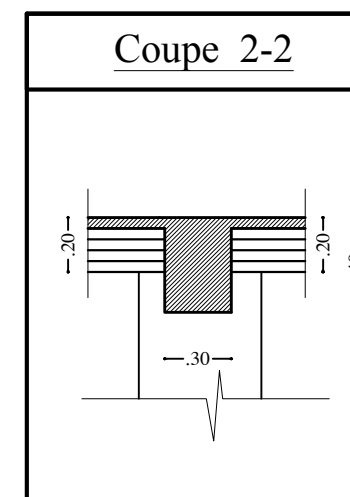
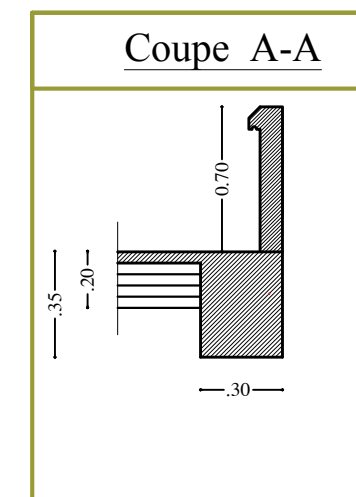
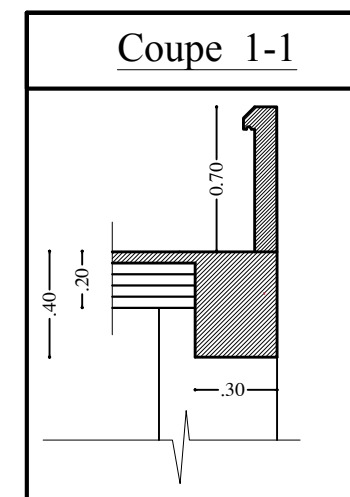
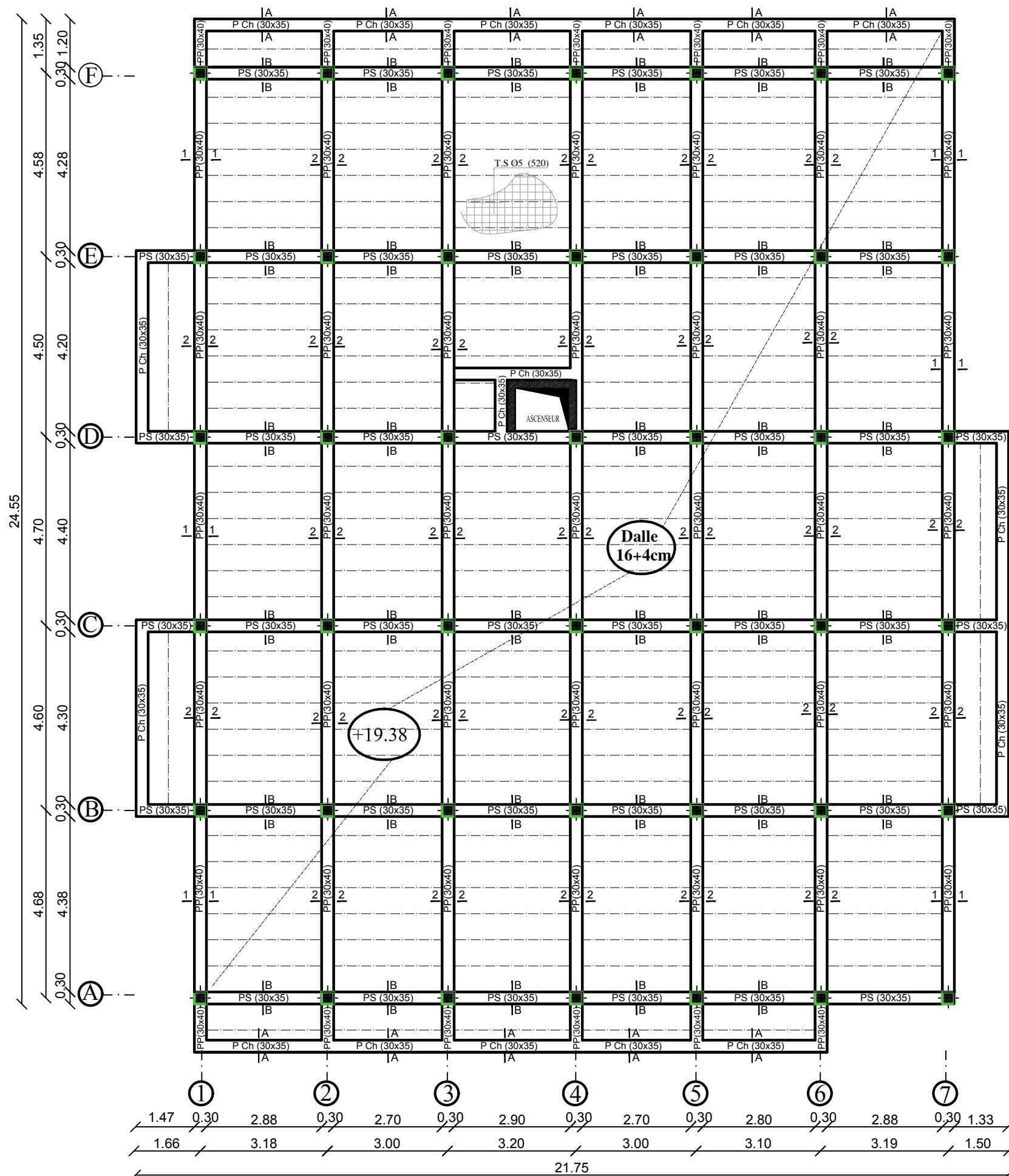
NIV: +13.26 ET +16.32

Plan N°:07

Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Promotion:
2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +19.38

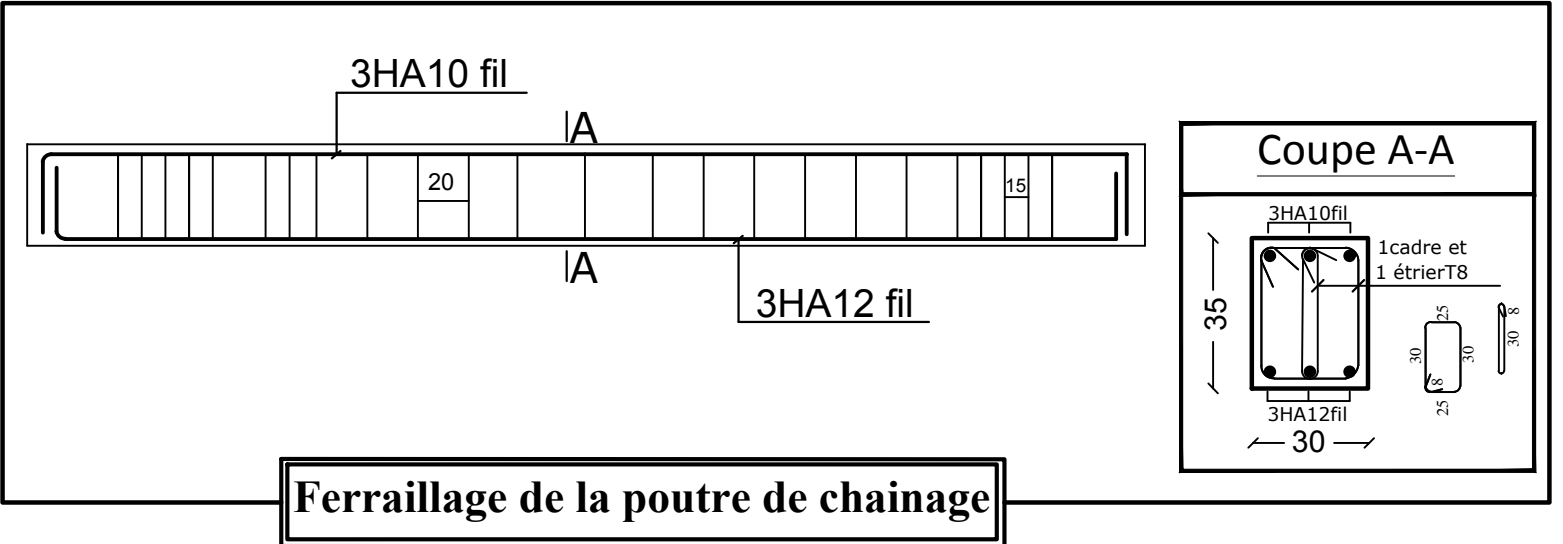
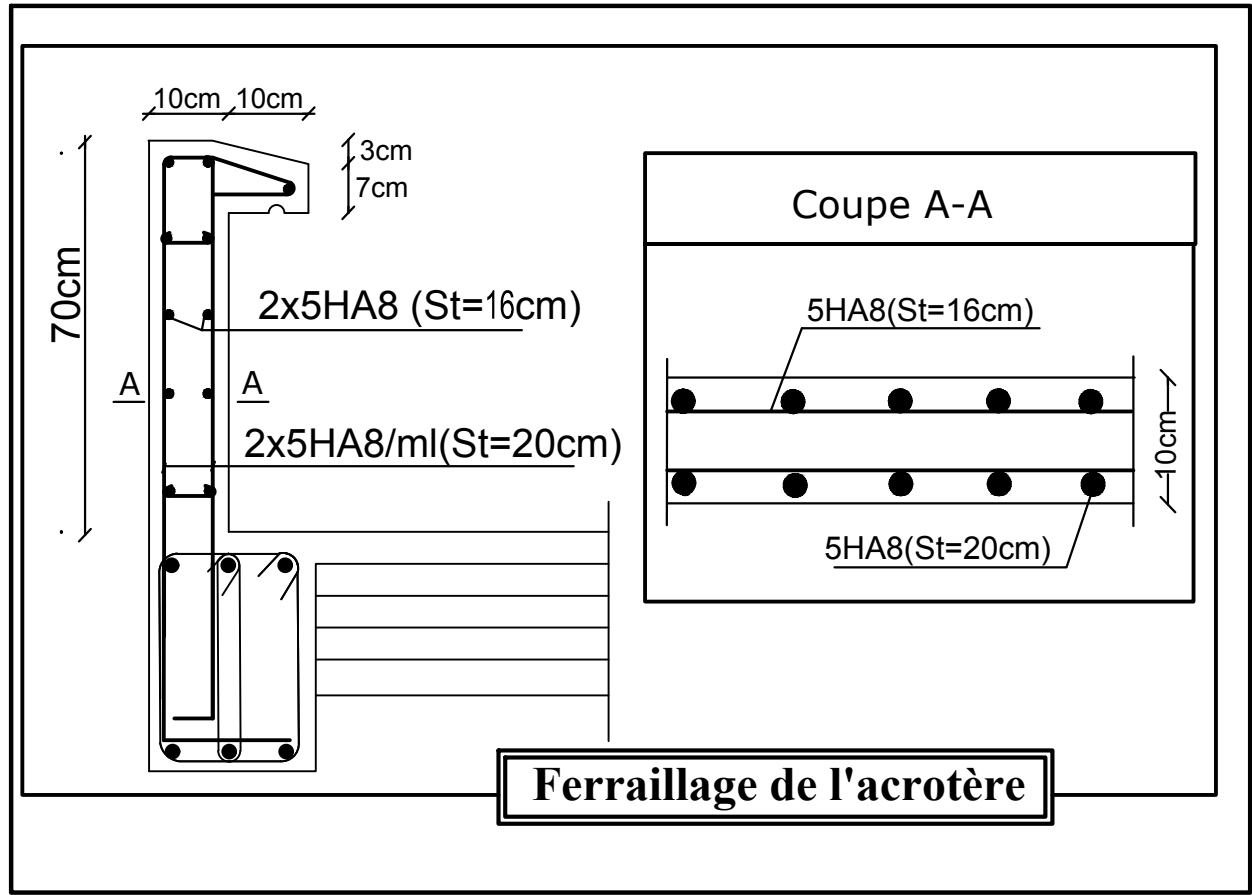
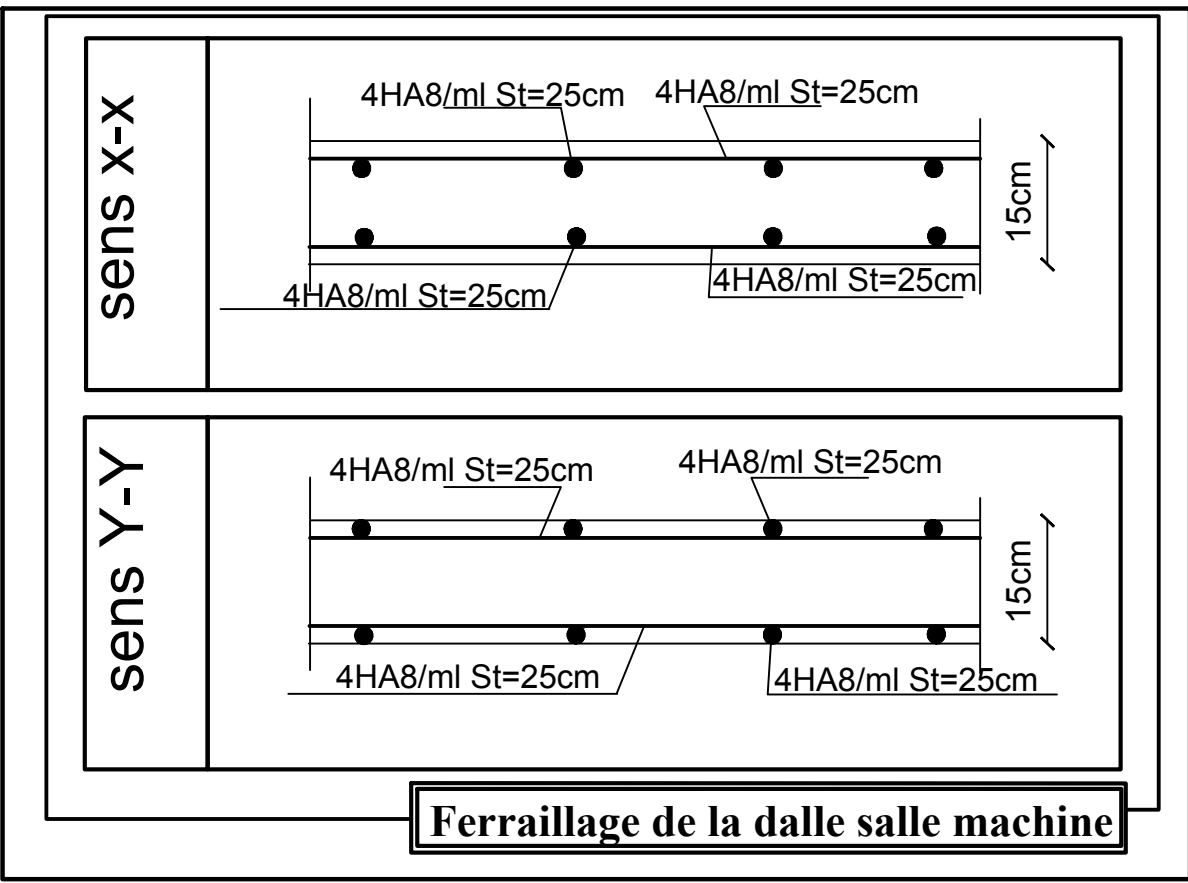
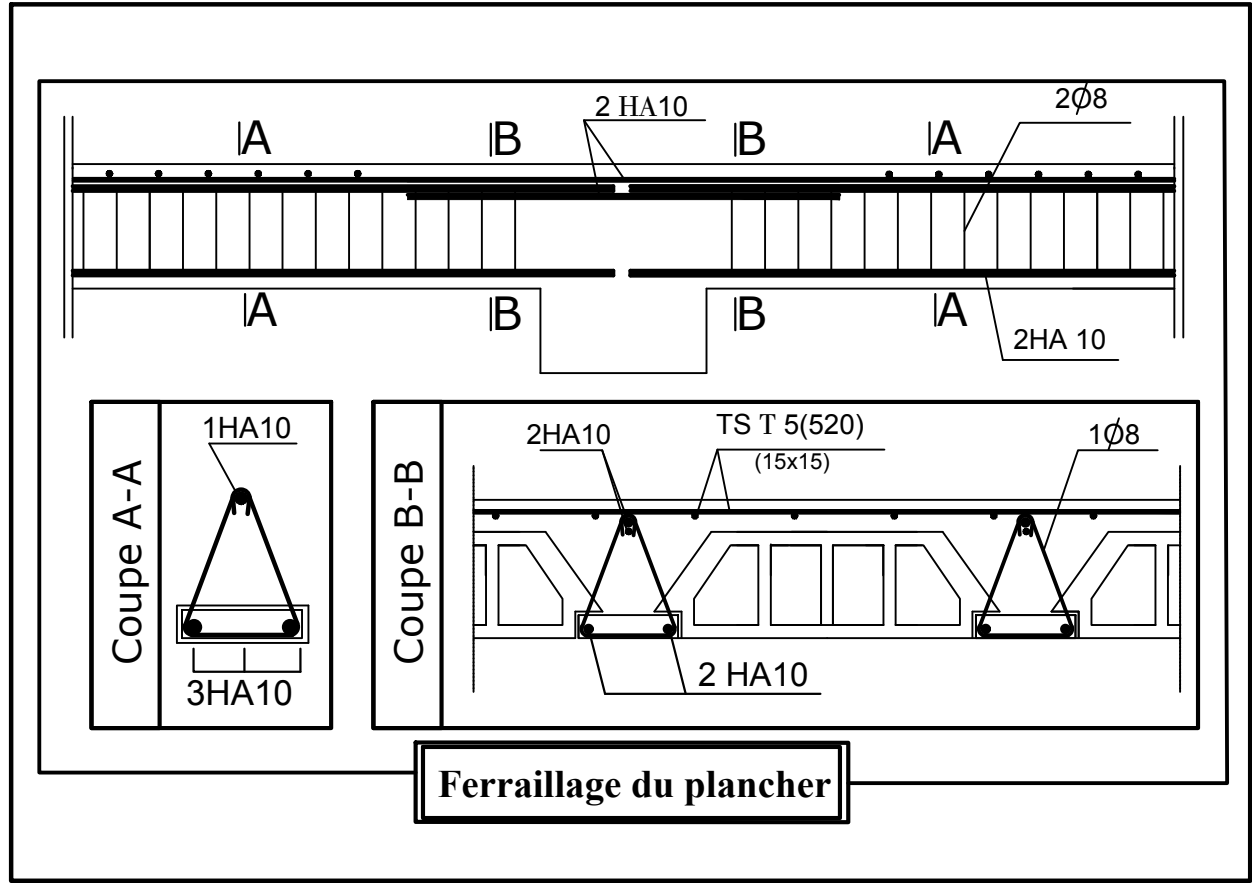
Plan N°:08

Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

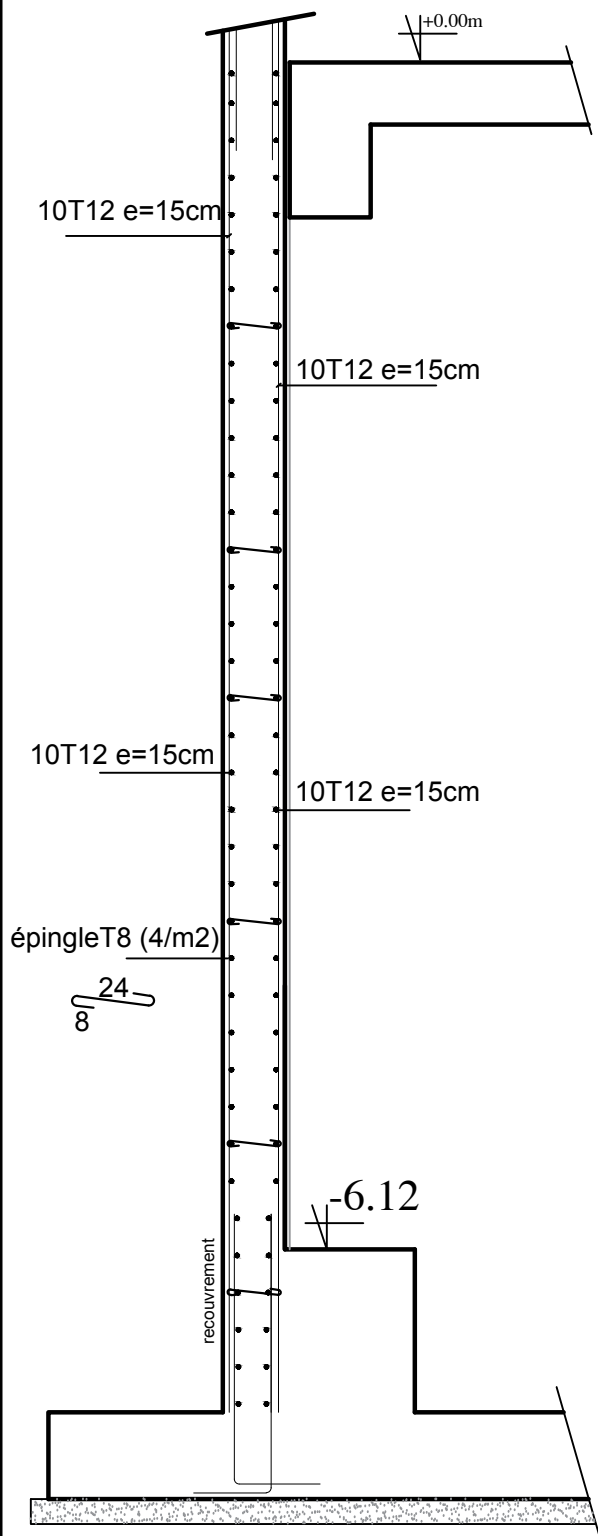
Promotion:
2019-2020

PLAN DE COFFRAGE NIV: +19.38 (TERRASSE)

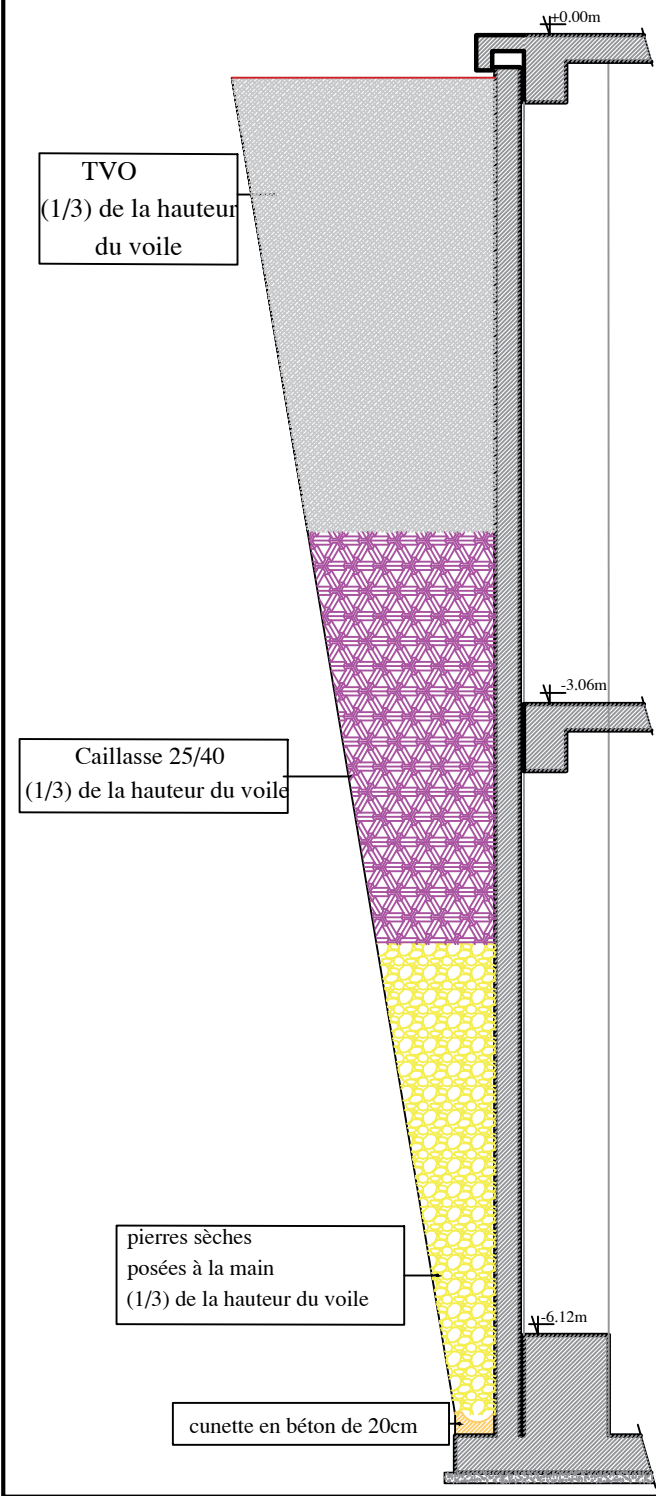


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} RAMI Fatima	<i>Titre :</i> Ferraillage de la dalle salle machine Ferraillage de la poutre de chainage Ferraillage de l'acrotère Ferraillage du plancher	<i>Plan N°:</i> 17
<i>Dirigé par :</i> -M ^r KHELIL.N		<i>Promotion:</i> 2019-2020

Détails de ferrailage mur plaque



Détails de drainage derrière mur plaque

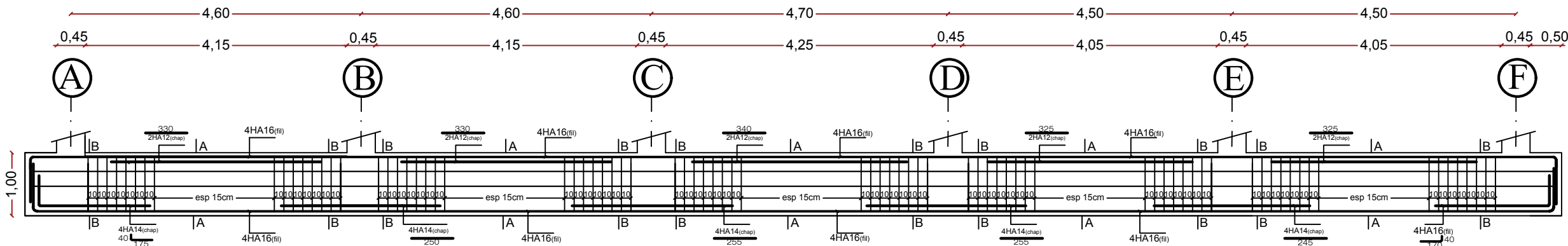


FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

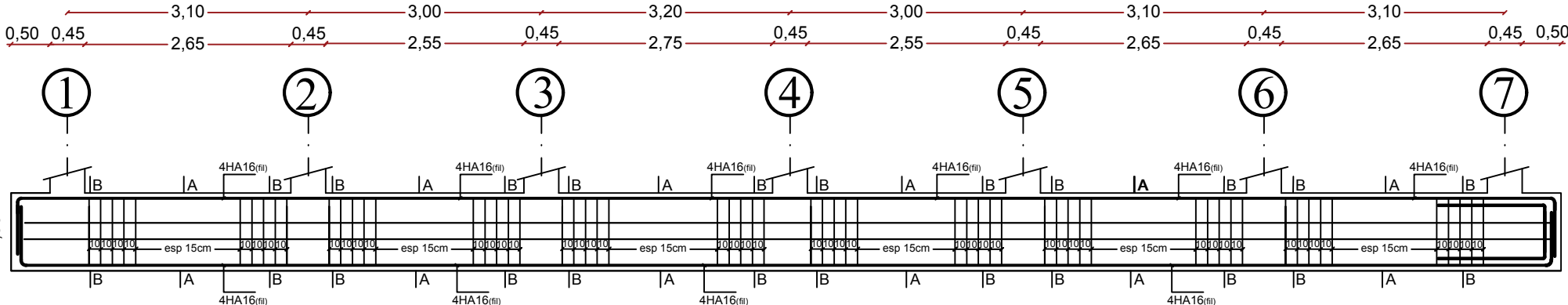
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} RAMI Fatima	Titre : Ferrailage mur plaque	Plan N°:15
Dirigé par : -M ^r KHELIL.N		Promotion: 2019-2020

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X100)cm²

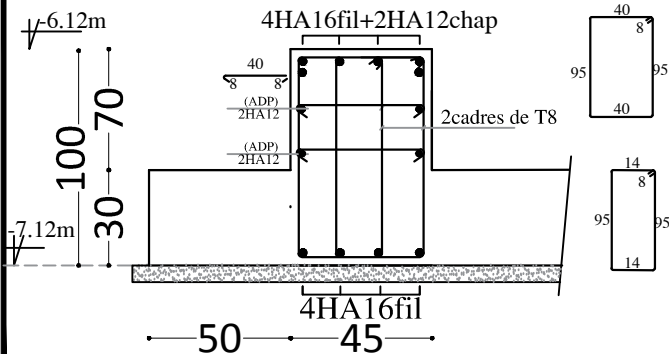
-Sens Y-Y



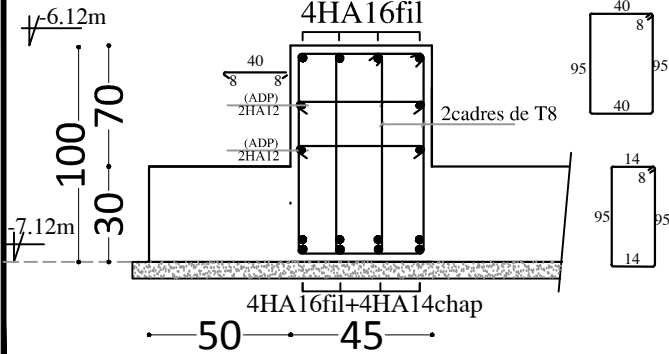
-Sens X-X



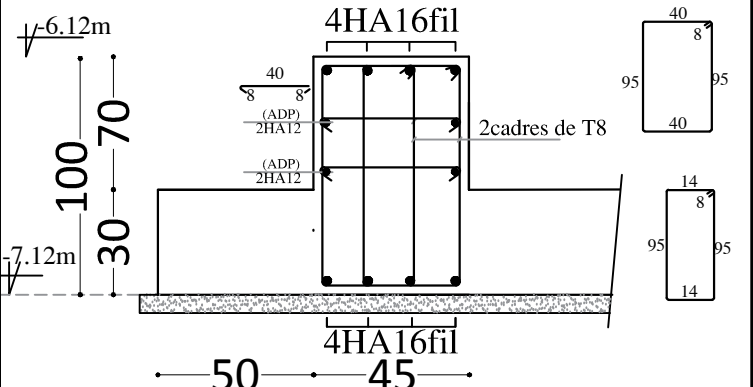
La Coupe A-A



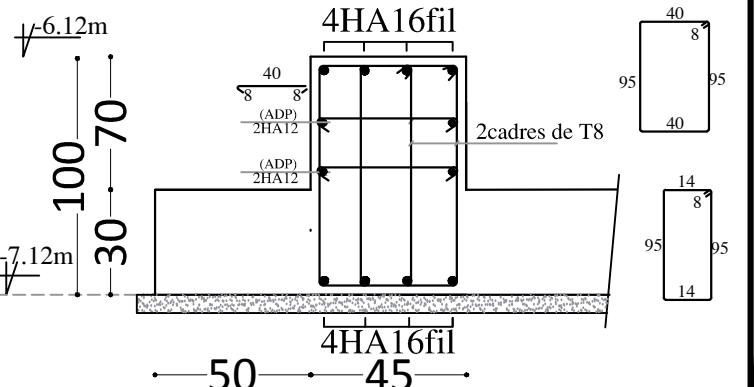
La Coupe B-B



La Coupe A-A



La Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

Ferrailage de la nervure

Plan N°:09

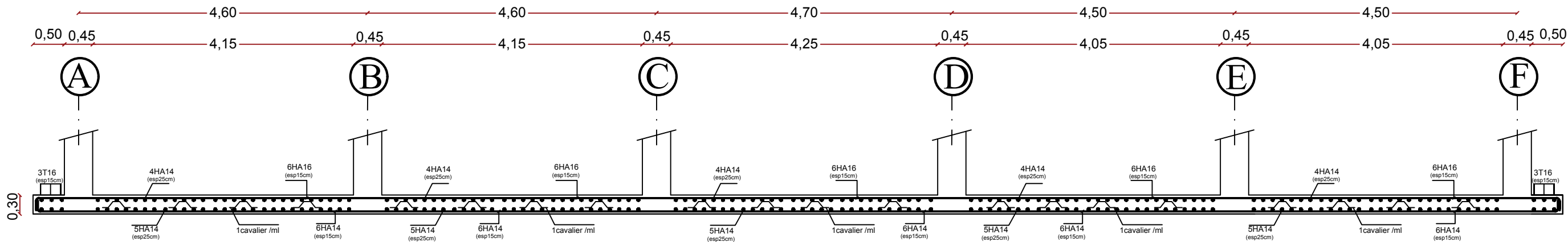
Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

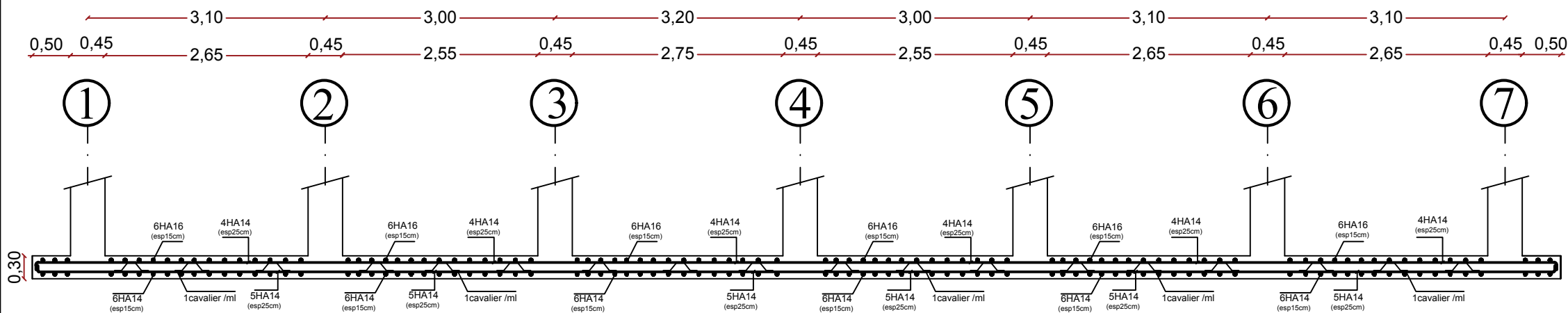
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens Y-Y



-Sens X-X



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

Ferraillage de la dalle du radier

Plan N°:10

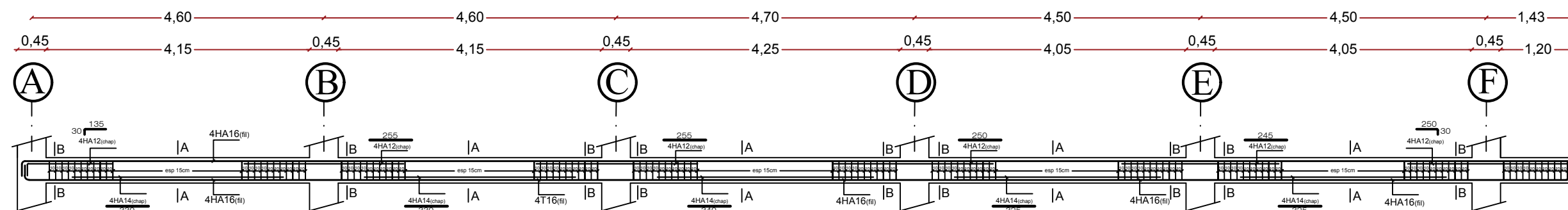
Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

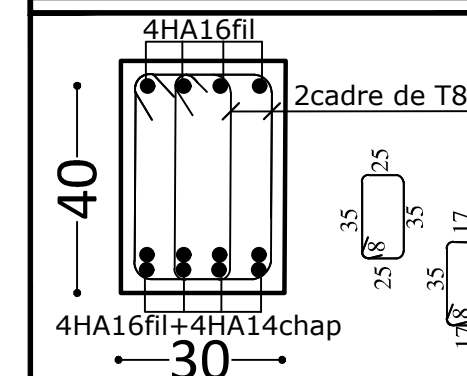
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DES POUTRES

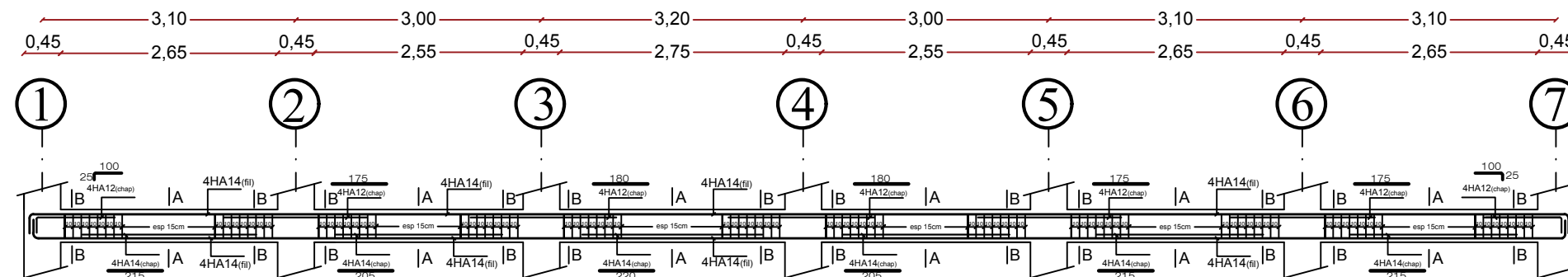
Ferraillage des poutres principales (30X40)cm² files: 1; 2; 3; 4; 5; 6 et 7



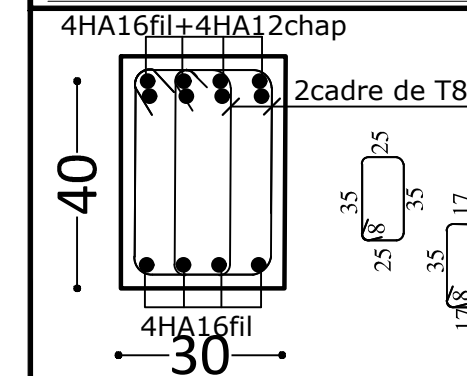
Coupe A-A/Travée



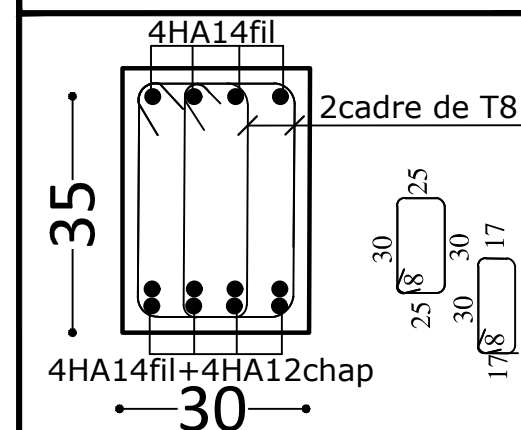
Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm² axe A,B,C,D,E et F



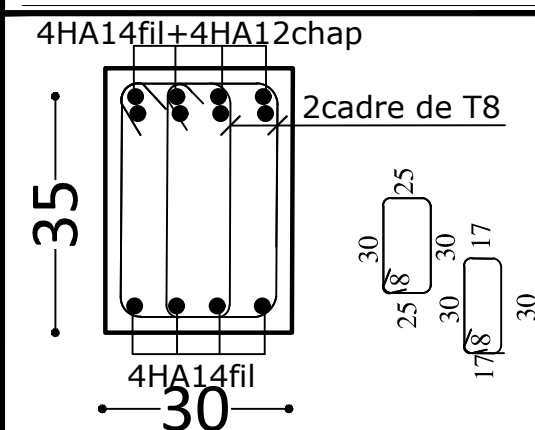
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

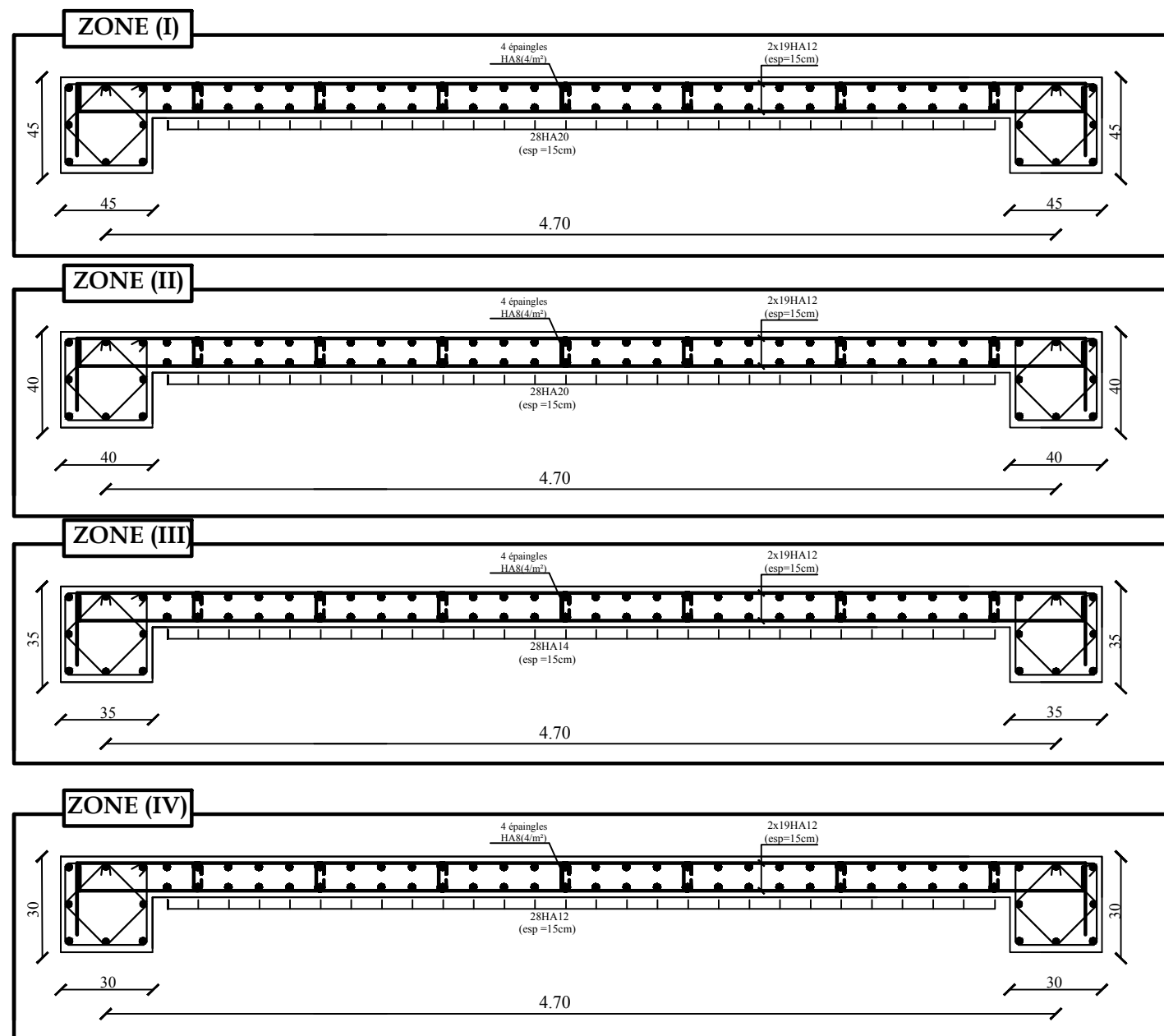
Ferraillage des poutres

Plan N°:11

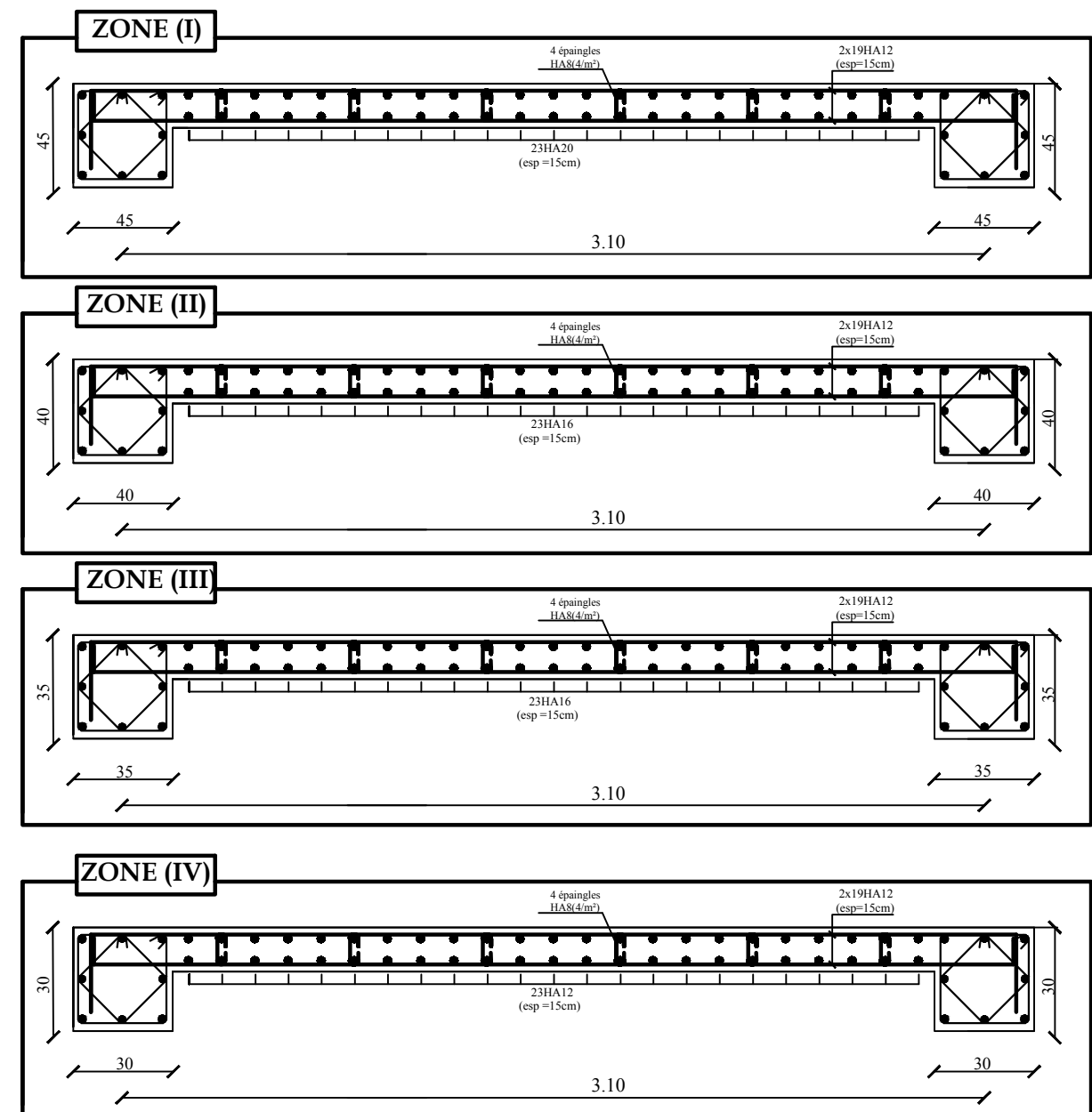
Dirigé par :
-M^r KHELIL.N

Promotion:
2019-2020

Voile Transversal :V 03
L=4.70m



Voile longitudinal :V 06
L=3.10m



Ferrailage des voiles

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Dirigé par :

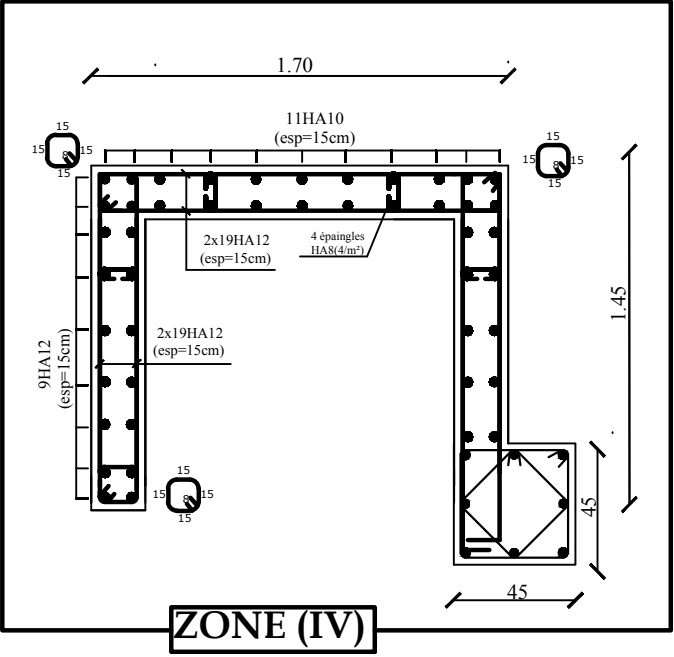
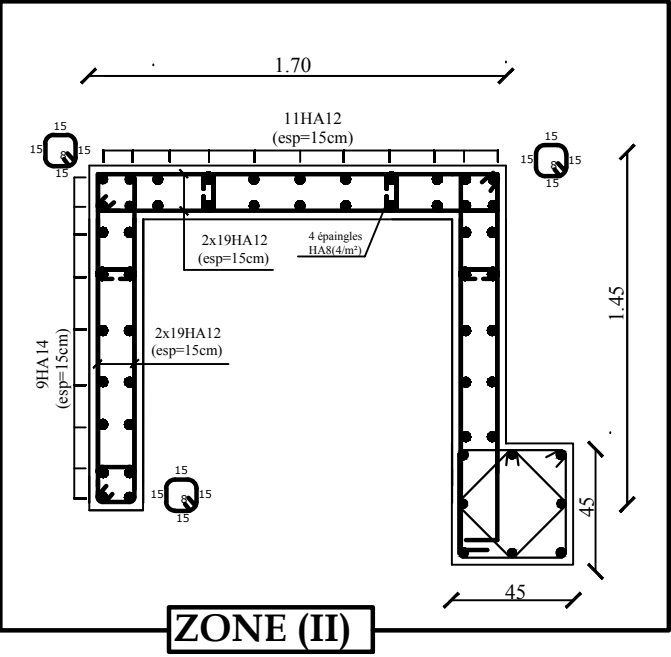
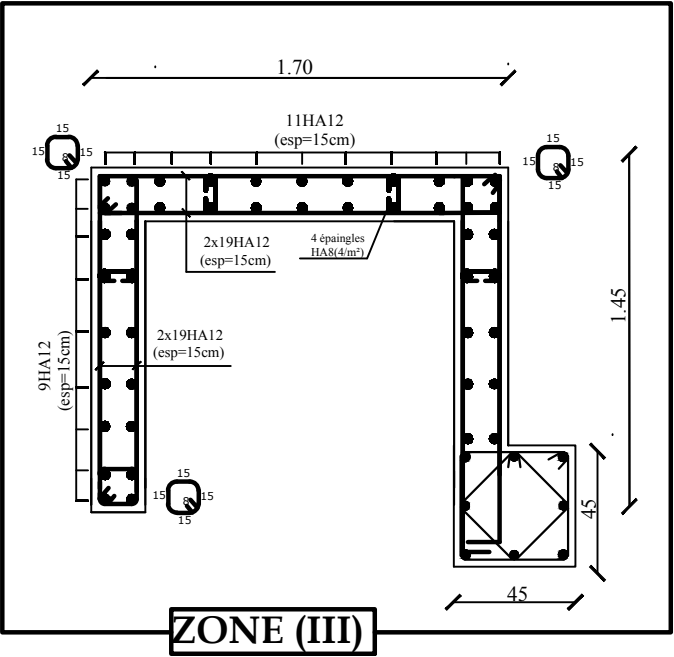
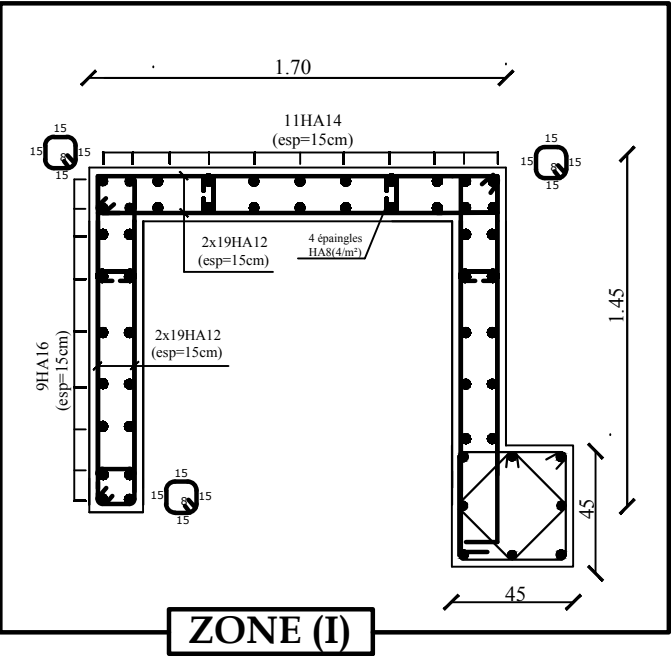
-M^r KHELIL.N

Titre :

Ferrailage des voiles

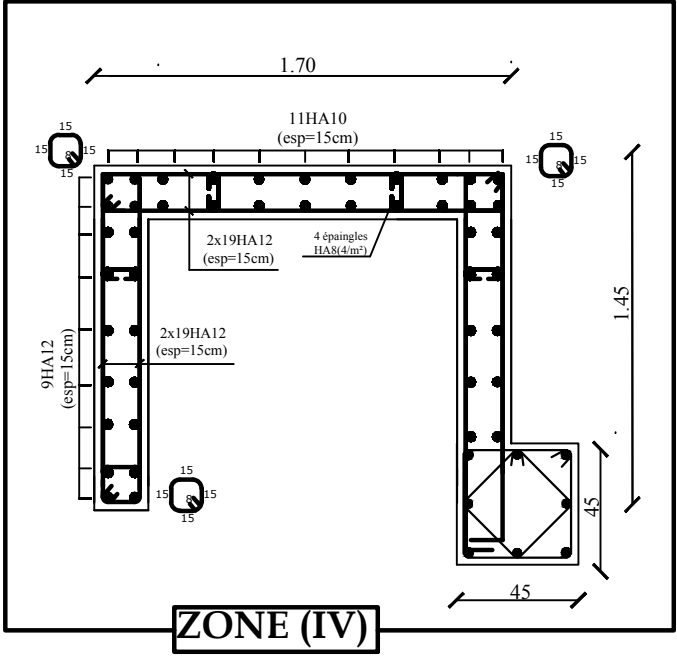
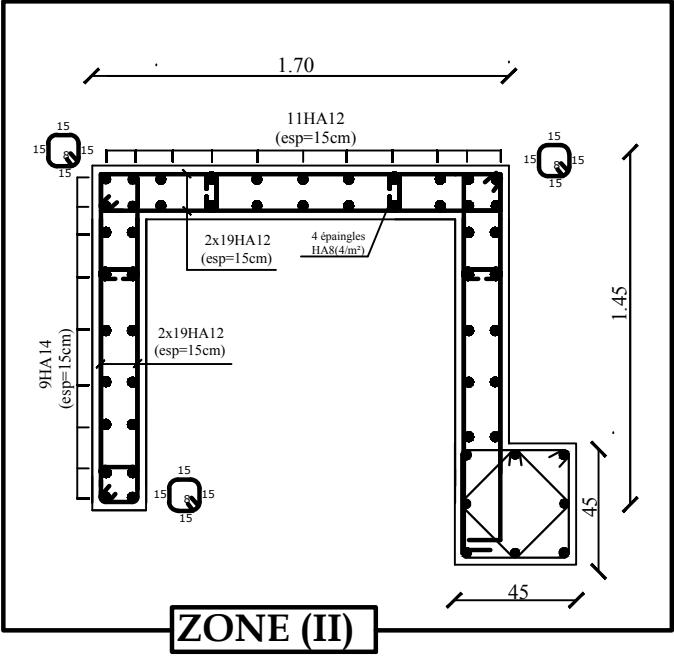
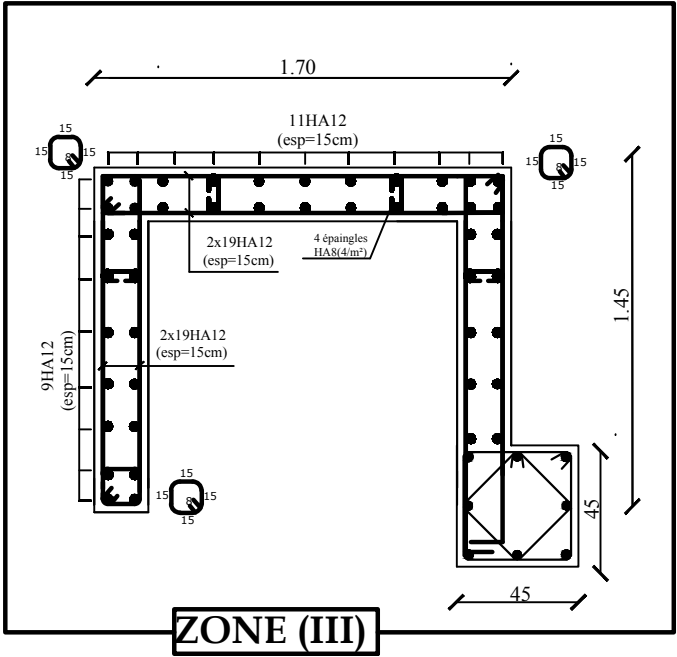
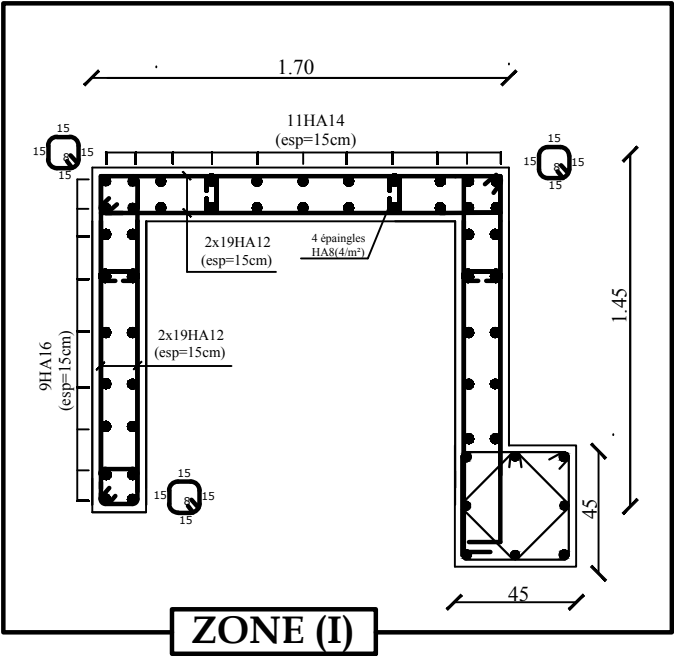
Plan N°:13

Promotion:
2019-2020



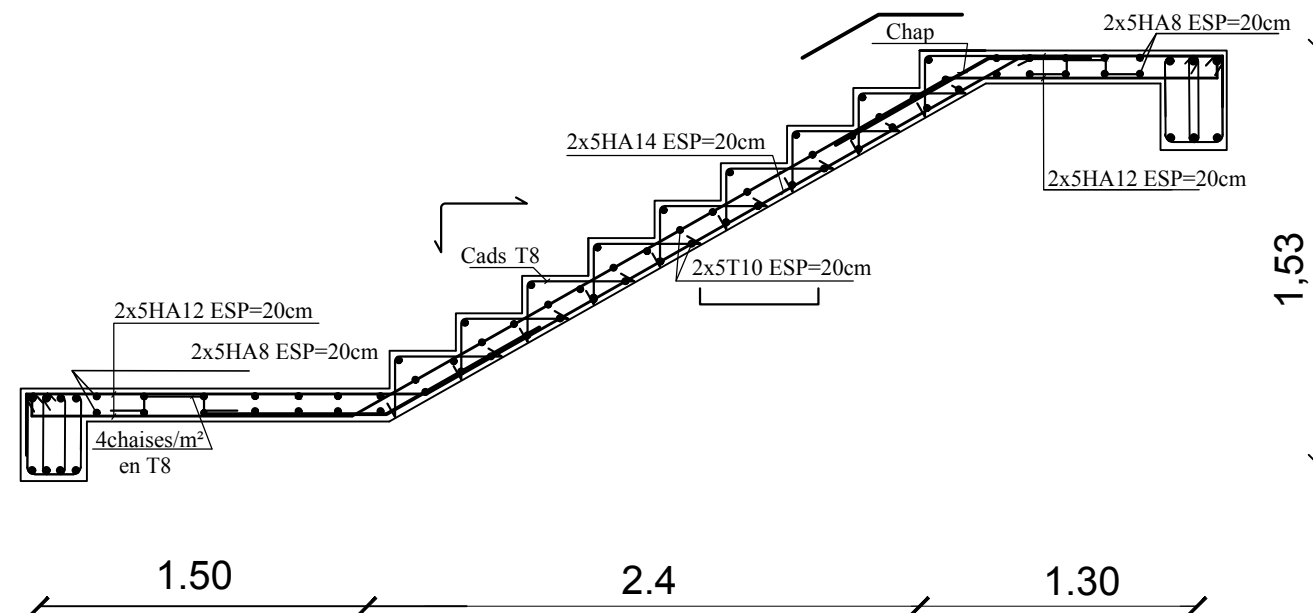
Plan de Ferrailage
des voiles (salle machine)
Zone (I) , (II), (III) et (IV)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} RAMI Fatima	Titre : Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) <i>Zone (I) , (II), (III) et (IV)</i>	Plan N°:14
Dirigé par : -M ^r KHELIL.N		Promotion: 2019-2020

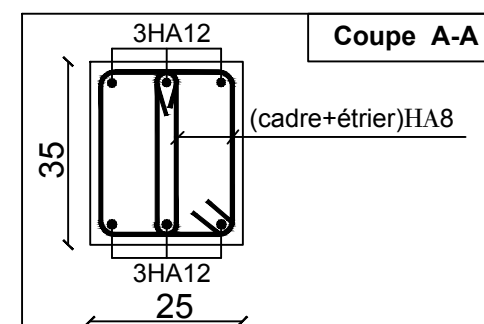
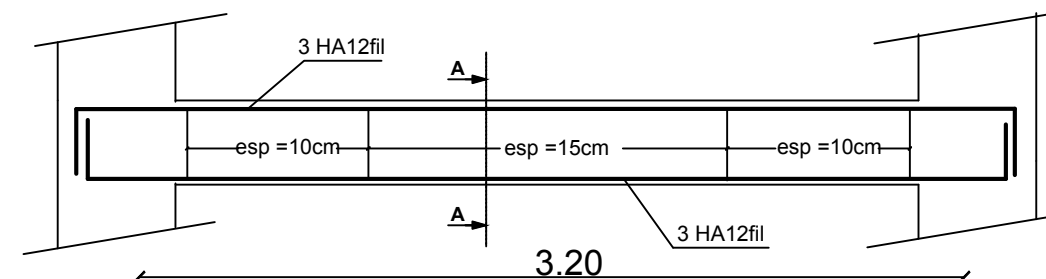


Plan de Ferrailage
des voiles (salle machine)
Zone (I) , (II), (III) et (IV)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} RAMI Fatima	Titre : Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) <i>Zone (I) , (II), (III) et (IV)</i>	Plan N°:14
Dirigé par : -M ^r KHELIL.N		Promotion: 2019-2020



Ferrailage de l'escalier



Ferrailage de la poutre palière

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} RAMI Fatima

Titre :

Ferrailage de l'escalier

Ferrailage de la poutre palière

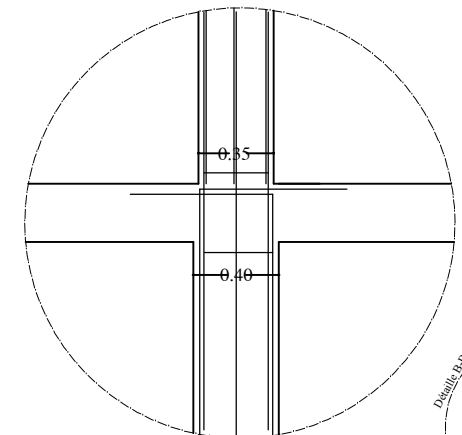
Plan N°:16

Dirigé par :

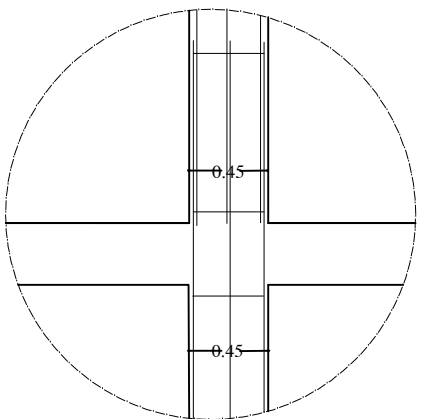
-M^r KHELIL.N

Promotion:
 2019-2020

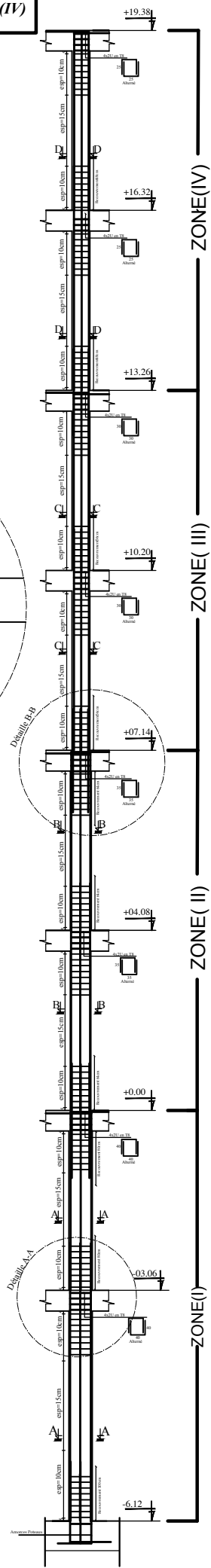
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II),Zone (III)et Zone (IV)



Détaille B-B



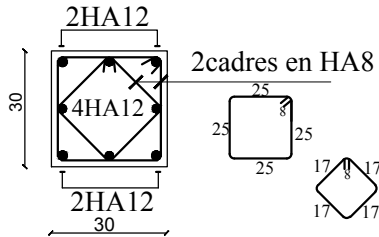
Détaille A-A



Coupe D-D

ZONE(IV):

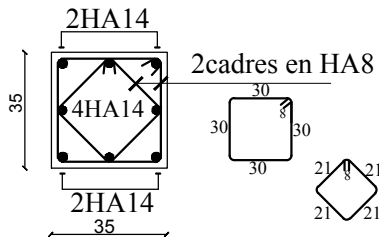
Poteau(30x30):4^{ème} ET 5^{ème} ETAGE



Coupe C-C

ZONE(III):

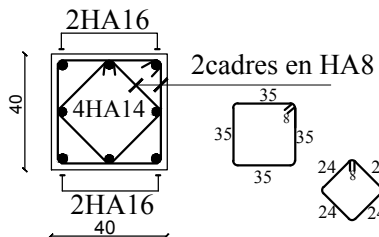
Poteau(35x35):2^{ème} ET 3^{ème} ETAGE



Coupe B-B

ZONE(II):

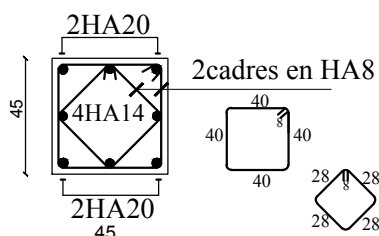
Poteau(40x40):RDC et 1^{er} ETAGE



Coupe A-A

ZONE(I):

Poteau(45x45):S0US-SOL 02, S0US-SOL01



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{lle} RAMI Fatima

Titre :

Plan N°:12

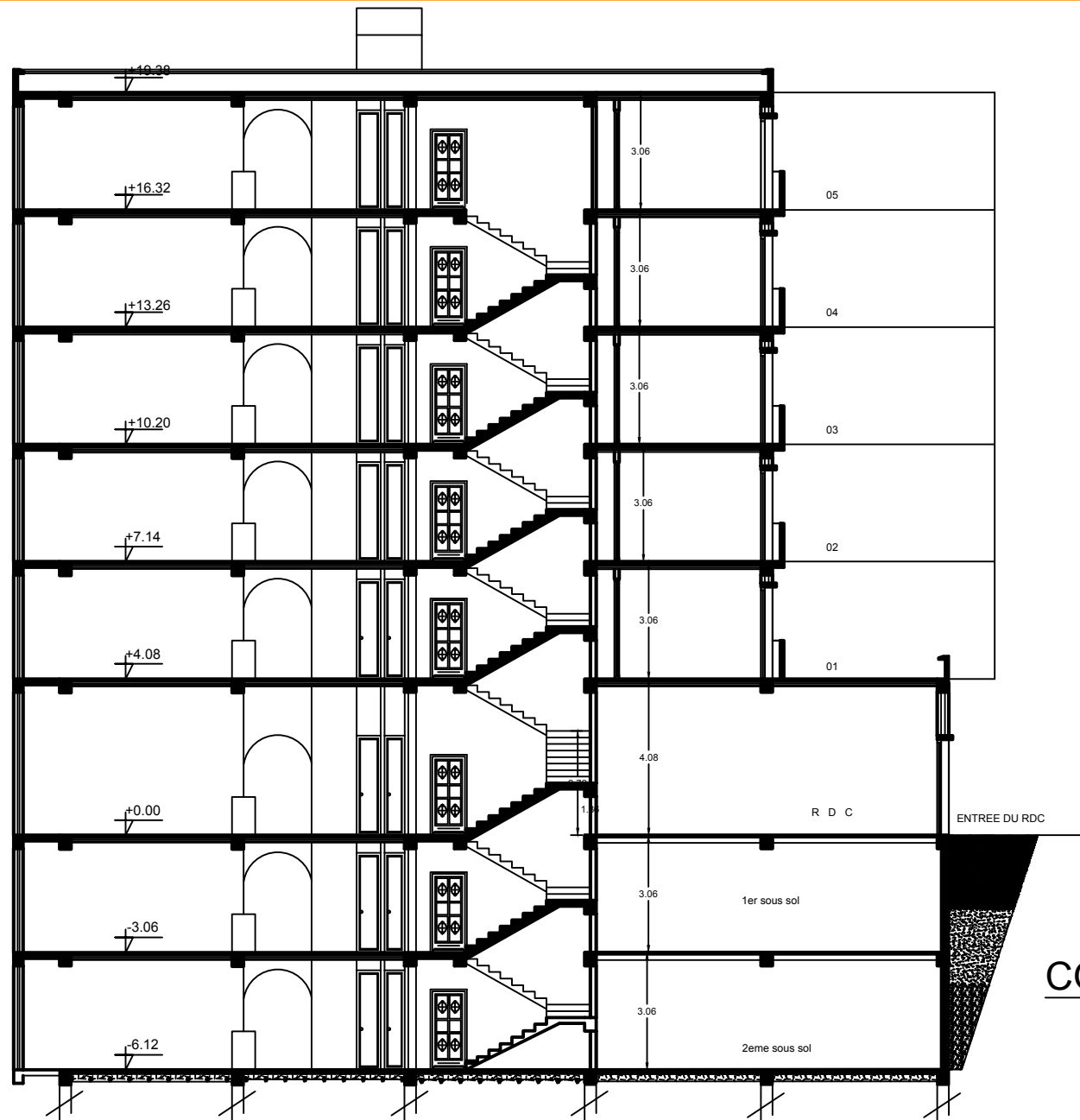
Dirigé par :
-M^r KHELIL.N

FERRAILLAGE DES POTEAUX

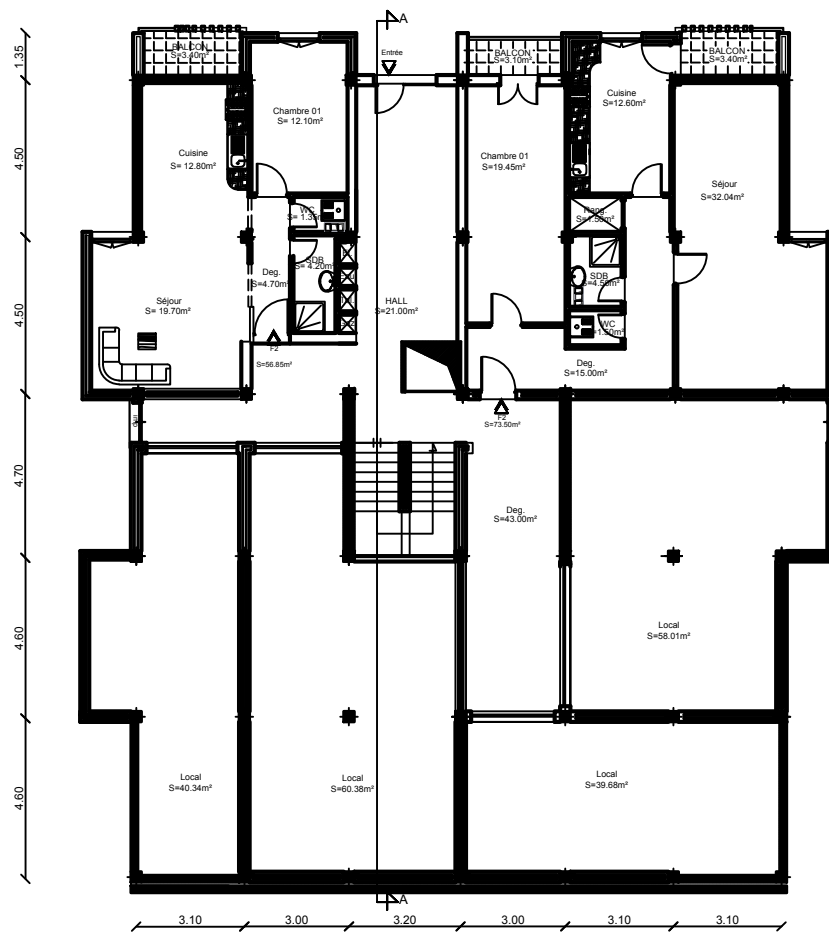
Promotion:
2019-2020



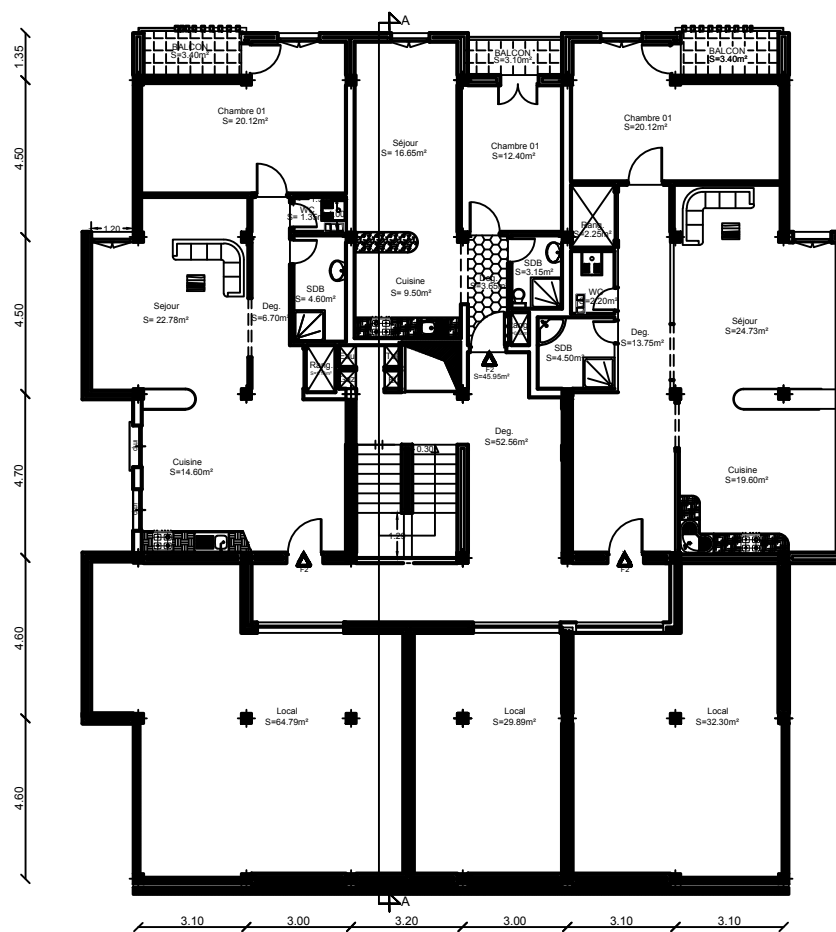
FACADE PRINCIPALE



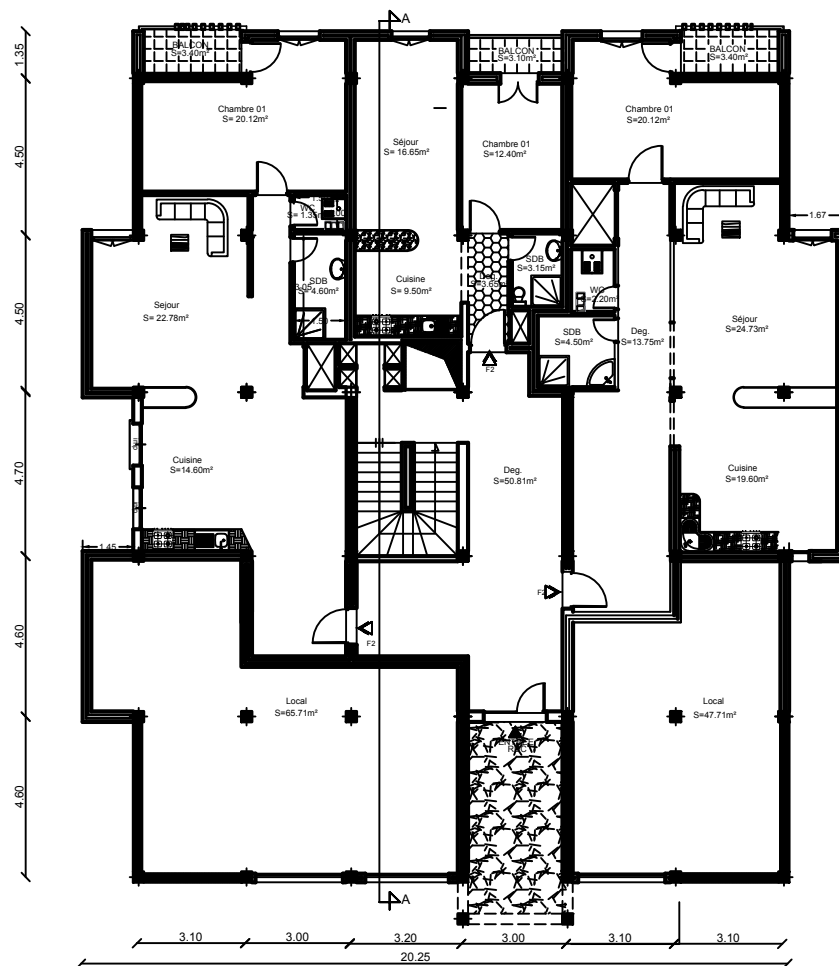
COUPE A-A



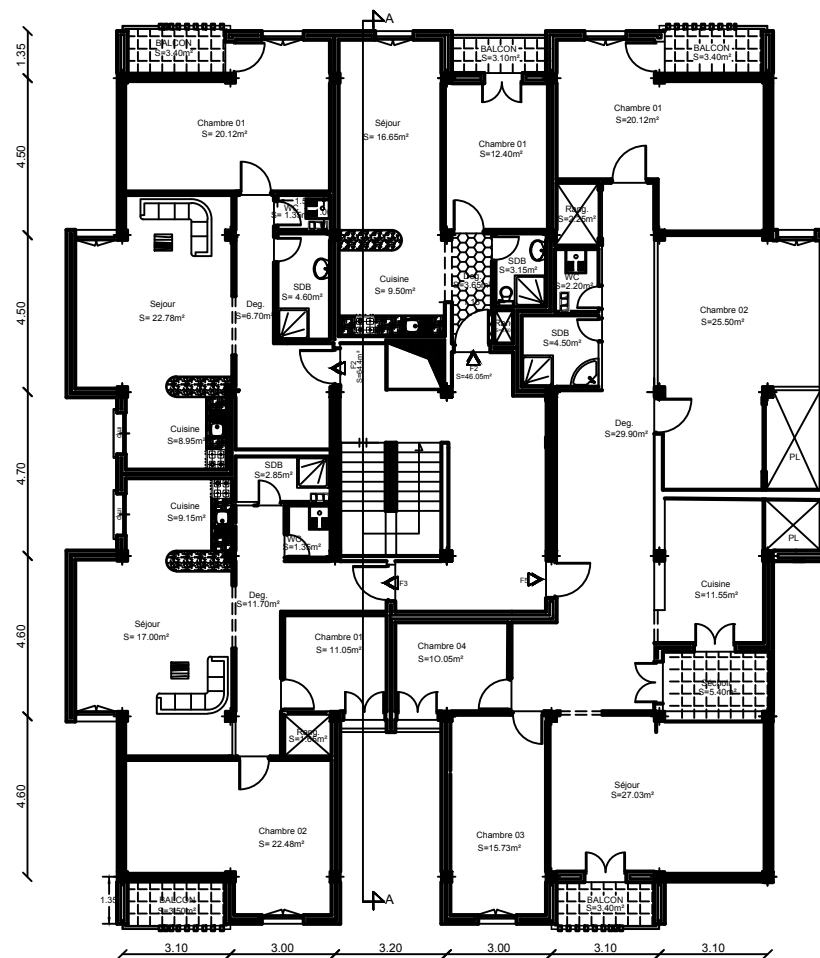
PLAN DU 2^{eme} SOUS SOL



PLAN DU 1^{er} SOUS SOL



PLAN DU RDC



PLAN DE L'ETAGE COURANT