

REPUBLIQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire

De fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme Master

En Génie Civil

Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

Étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et bureaux

(Contreventement mixte)



Dirigé par :

M^r HAMIZI

Etudié par :

M^{elle} BELKADI KENZA

&

M^{elle} KHELIFI RAZIKA

Promotion 2019/2020



REMERCIEMENT

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **M.HAMIZI**, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement notamment Ustam et Maaryy.



Dédicaces

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonte pour réaliser ce modeste travail ; que je

Dédie :

Toute ma famille, en particulier :

Ma très chère maman à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez ainsi qu'à Mon père,

A mes frères : Mokrane, Djamel, Rachid

A mes sœurs : Tassadit, Hadjila, Farida, Nadia

A mes neveux et nièces

A toute ma famille

A toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcours et a tout qui m'ont aidé de près ou de loin,

A tout mes amis (es) sans exception.

Razika

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation et description de l'ouvrage

I-1-Introduction.....	Page 1
I-2-Présentation de l'ouvrage	Page 1
I-3-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	page 1
I-4-Le règlement en vigueur.....	Page1
I-5-Les éléments de l'ouvrage.....	Page1
I-6-Les états limites.....	Page 3
I-7-Les actions	Page3
I-8-Combinaisons de calcul.....	Page4
I-9-Les caractéristiques mécaniques des matériaux	Page4

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

II -1-Introduction	Page9
II -2-Pré dimensionnement des Planchers	Page 9
II -3- Pré dimensionnement des Poutres	Page10
II -4-Pré dimensionnement des Poteaux.....	Page12
II-5-Pré dimensionnement des Voiles.....	Page12
II-6-Détermination des charges et des surcharges	Page14
II-7-Descente de charges	Page17
II-8-Surcharge d'exploitation.....	Page18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III-1-L'Acrotère	Page22
III-2-Les Planchers	Page 28
III-3- La dalle salle machine.....	Page46
II-4- Les balcons	Page 54
III-5- Les portes à faux.....	Page 59
III- 6- Les escaliers	Page 60
III-7-Poutre palière.....	Page 73

CHAPITRE IV : Etude de contreventement

IV-1-Caractéristiques géométriques des voiles.....	Page 79
IV-2- Calcul de l'inertie des voiles.....	Page80
IV-3- Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successive....	Page80
IV-4- Inertie fictive	Page 83

CHAPITRE V : Modélisation de la structure avec logiciel ETABS

V -1- Modélisation de la structure	Page87
V -2- Description du logiciel ETABS	Page87
V -3- Manuel d'utilisation de l'ETABS.....	Page87
V -4- Etapes de la modélisation	Page88

CHAPITRE VI : Vérifications et exigences du RPA

VI-1- Introduction	Page101
VI-2- Méthodes de calcul	Page 101
VI-3- Vérifications de l'effet tranchant à la base	Page 102

VI-4-Calcul des déplacements	Page 105
VI-5-Déplacements maximal.....	Page107
VI-6-Les excentricités.....	Page107
VI-7-Justifications vis -à-vis de l'effet $P\Delta$	Page107
VI-8-Vérifications de l'effort normal réduit V.....	Page108
VI-9-Vérifications des efforts.....	Page108

CHAPITRE VII : Ferrailage des poteaux

VII -1- Introduction	Page 111
VII -2- Recommandations du RPA 2003.....	Page111
VII-3-Calcul du ferrailage des poteaux	Page113
VII-4-Calcul des armatures transversales.....	Page116
VII-5-Vérifications à l'ELS.....	Page120

CHAPITRE VIII : Ferrailage des poutres

VIII -1- Introduction	Page 122
VIII -2- Calcul des armatures à l'ELU.....	Page122
VIII-3-Vérifications à l'ELU	Page127
VIII-4-Vérifications à l'ELS.....	Page131
VIII-5-Etat limite de déformation.....	Page134

CHAPITRE IX : Ferrailage des Voiles

VIX -1- Introduction	Page135
VIX -2- Combinaisons d'actions.....	Page135
VIX-3-Ferrailage des trumeaux	Page135
VIX-4-Méthode de calcul.....	Page135
VIX-5-Exemple d'application.....	Page139

CHAPITRE X : Fondations

X -1-Introduction	Page150
X -2-Choix et type de fondations.....	Page150
X-3-Etude du radier général.....	Page153
X-4-Etude des nervures.....	Page163

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHE

Introduction

Grâce aux matériaux de construction moderne, telle que le béton armé, on a pu changer le style d'habitations en abandonnant les structures traditionnelles au profit des bâtiments multi-étagés. Ce qui permet de trouver un abri pour un plus grand nombre d'habitations sur petits site.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, moins aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et sur toute la zone sismique où situe l'ouvrage.

A cet effet, notre bâtiment est contreventé par un système mixte (portique et voiles).

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils d'informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, notre bâtiment est calculé en utilisant logiciel **ETABS** et **AUTOCAD**.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Présentation et description de l'ouvrage

I-1-Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I-2- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+8) à usage d'habitations et de service. Il est implanté au lieu dit **DRAA BEN KHEDA** wilaya de **Tizi-Ouzou** qui est classée par les règles parasismiques algériennes (**RPA 99/version 2003**). Comme zone moyenne sismicité **IIa**.

I-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

1. Les dimensions en élévations :

- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : $H=28,96\text{m}$
- Hauteur d'étage courant = $3,06\text{ m}$
- Hauteur de RDC = $4,08\text{ m}$
- Hauteur d'acrotère = $0,5\text{m}$

2. Les dimensions en plan :

- Longueur totale de RDC et l'étage de service : $L = 29,15\text{m}$
- Longueur totale de l'étage courant : $L = 29,10\text{m}$
- Largeur totale de l'étage courant : $l= 14,71\text{ m}$
- Largeur totale de RDC et d'étage de service : $l= 12,20\text{ m}$

I-4- Le règlement en vigueur :

Les règlements utilisés sont :

- **RPA99 /version 2003** : Règlements parasismique Algériennes (DTR-BC2.48).
- **CBA93** : Règles de conception et de calcul des structure en béton armé (DTR-BC 2.41).
- **DTR B.C2.2** : Charges permanente et charges d'exploitation.
- **BAEL91/ version 99** : Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

I-5- Les éléments de l'ouvrage :

1. **Ossature** : cet immeuble en ossature mixte composée des portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.
2. **Portiques** : sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont dimensionnés pour reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

3. **Voiles** : sont des éléments rigides en béton armé. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
4. **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, entourant le bâtiment, encastré à sa base au niveau de la terrasse inaccessible.
5. **Plancher** : est constitué de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontale rigide et il assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.



Fig. I -1 : Planchers à corps creux

6. **Fondation** : c'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment.
Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.).
7. **L'ascenseur** : est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.
8. **Revêtement** :
Ils seront réalisés en :
 - Céramique pour les salles d'eau.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Mortier de ciment pour les murs de façade et cages d'escaliers.
 - Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
9. **Système de coffrage** : on opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
10. **Maçonnerie** :
La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses :
 - Murs extérieurs : sont constitués en deux rangées
 - ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

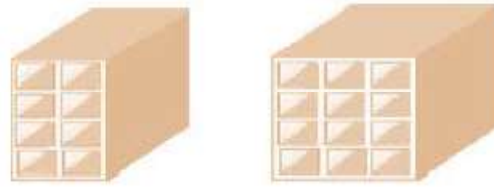


Fig. I-2 : Brique creuse

11. **Balcons** : Le bâtiment comporte des balcons en dalle de compression.

I-6-Les états limites :

1. Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles)

Hypothèses de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

2. Etat limite de service (ELS) :

C'est état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures (limiter la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

Hypothèses de calcul :

- Les sections droites sont planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques
- Abstraction du retrait et du fluage du béton.

I-7-Les actions :

C'est un ensemble de forces et de couples dus aux charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure.

Donc elles proviennent:

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (F_A) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I-8-Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- ✓ Situations durables $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$
- ✓ Situations accidentelles $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

I-9-Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Béton :

Le béton est un mélange homogène, constitué de ciment (le ciment utilisé pour les Ouvrages en béton armé généralement est le CPA 325, dosé à 350 kg/m^3), des granulats (sable et gravier), l'eau dite eau de gâchage et éventuelles des adjuvants.

2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Cette résistance se mesure par des essais de compression axial sur des éprouvettes cylindriques de section 200 cm^2 de hauteur double de leurs diamètre (éprouvette normalisée 16X32), elle notée f_{c28} . Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge $\leq 28j$ sa résistance est calculée comme suit : Dans **BAEL91/Art 2.1, 11)**

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

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

3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} ; \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91/Art 2.1, 12)}$$

4. Modules de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 12)}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 28 \text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{MPa}$. On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots \dots \dots \text{BAEL91/Art 2.1, 22)}$$

Pour : $j = 28$ jours $f_{c28} = 28 \text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{MPa}$.

5. Modules de déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 3)}$$

6. Coefficient de poisson ν : (BAEL91/Art 2.1, 3) C'est le rapport de la déformation transversale et longitudinale :

Avec : $\nu = 0$ pour des justifications à ELU
 $\nu = 0,2$ pour des justifications à ELS

7. Etats limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- La perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées).
- La perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

❖ « Diagramme contrainte – déformation » : (BAEL91/Art 4.3, 41)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰

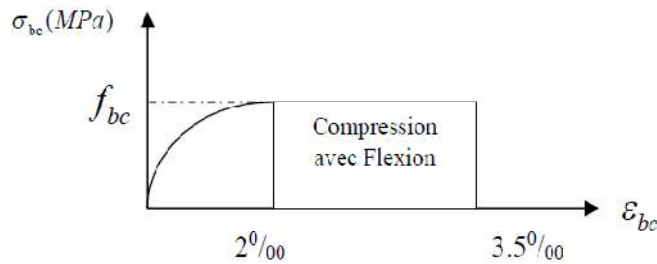


Fig. I-3-Diagramme contrainte déformation

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'Age de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b = Module de Young.

- **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ pour une situation durable.

θ : Coefficient d'application des actions considérées.

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

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

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 24 heures

Avec :

0,85 = coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

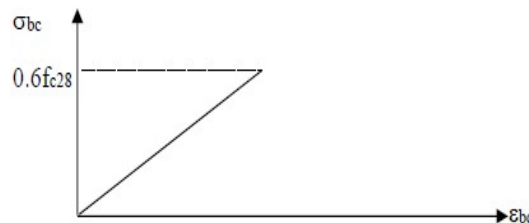
➤ **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art 4.5)**

C'est état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

- **Contrainte limite de service en compression du béton : (BAEL91/Art 4.5, 2)** σ_{bc}
 $= 0,6 f_{c28}$ pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MP}$



I-4-Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art (5.1, 1))**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u < \tau_u^-$ sachant que : La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

- V_u : Effort tranchant dans la section étudiée
- b : valeur de longueur de la section cisailée.
- d : valeur de la hauteur utile ($d=h-c$)

- **Fissuration peu préjudiciable** : $\tau_u^- \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$
- **Fissuration préjudiciable** : $\tau_u^- \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$
- **Fissuration très préjudiciable** : $\tau_u^- \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$

8. L'acier :

- Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité.
- on utilise 2 types d'aciers :
 \Rightarrow Acier à haute adhérence (HA) FeE400, FeE500 $f_e = 400\text{MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$
 \Rightarrow Acier naturel rond lisse (RL) FeE235, $f_e = 235\text{MPa}$

- ❖ Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$
- ❖ Coefficient de poisson des aciers : $\nu = 0,2$

❖ Contrainte limite

1. Contrainte limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

 $\gamma_s = 1,00$ pour une situation accidentelle $\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable F_e : contrainte limite élastique2. Contrainte limite de service (ELS)

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et diminuer l'importance des ouvertures, le BAEL a limité des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable** : pas de vérifications à effectuer car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés
- **Fissuration préjudiciable** : (BAEL91/Art (4.5, 32)
Il y a un risque d'influence d'eau.

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable** (BAEL91/Art (4.5, 34)

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{1}{2} f_c ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

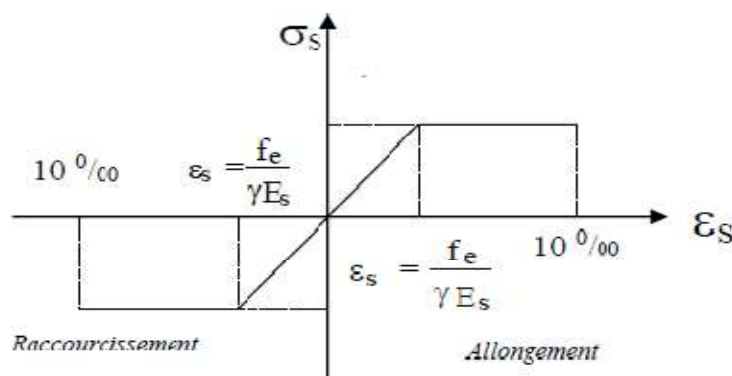
 η : Coefficient de fissuration $\eta = 1$ pour les ronds lisses $\eta = 1,6$ pour l'acier haut adhérence (HA) et les treilles soudés de $\phi \geq 6\text{mm}$. $\eta = 1,3$ pour les aciers haute adhérence (HA) de $\phi < 6\text{mm}$.

Fig. I-5- Diagramme contrainte-déformation (BAEL91/Art (2.2, 2))

Chapitre II

Pré dimensionnement des

éléments secondaires

II-1-Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003, CBA 93, BAEL91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II-2-Pré dimensionnement des planchers :

Pour toute construction, le plancher est l'élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans ce projet nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle pleine.

1. Planchers à corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (son rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelles (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé), de hauteur varie de 4 à 6 cm et le treillis soudée.

La hauteur totale du plancher, notée " h_t " est donnée comme suit : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

La condition est vérifiée d'après le **CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)**.

Avec :

L_{max} : La portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 370 - 40 = 330$ cm

$$h_t \geq \frac{330}{22.5} = 14,67 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de **20 cm** d'épaisseur composée de corps creux de **16cm** et d'une dalle de compression de **4cm** d'épaisseur.

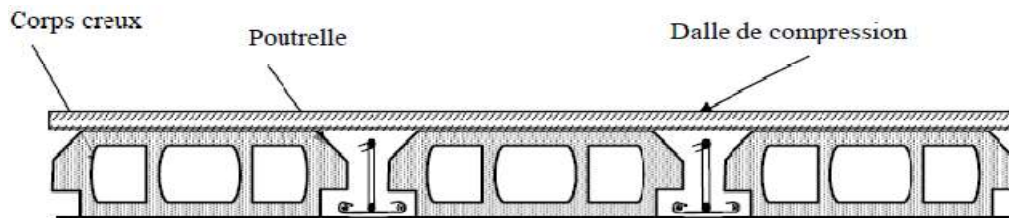


Fig. II-1- Schématisation d'un plancher à corps creux.

2. Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

➤ Résistance à la flexion :

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis, et d'autres reposant sur quatre appuis au niveau des salles machines.

La dalle pleine de type consol (balcon) : $e_p \geq \frac{L}{10}$

Avec :

L : la largeur de porte à faux. Dans notre cas :

$$L = 60 \text{ cm} \quad D' \text{ où : } h_t \geq \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

On prend \Rightarrow Dalle pleine de 15cm.

➤ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 .

$$D'où \text{ l'épaisseur minimal de la dalle est : } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$

➤ Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à quatre heures de feu, c'est-à-dire :
 $e_p = 15 \text{ cm}$.

II-3-Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulées sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refendent auxquels elles transmettent les charges et les surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après le (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

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

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

$$\text{comme suit : } \begin{cases} \frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

l : portée maximum entre nus.

➤ **Poutres principales :**

C'est des poutres porteuses.

- La hauteur des poutres principales :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 35 \text{ cm}$$

- La largeur des poutres :

$$0,4 \times 40 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 40 \text{ cm} \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour : } b = 25 \text{ cm}$$

➤ **Poutre secondaire :**

Elles sont perpendiculaires aux poutres principales.

- La hauteur des poutres secondaire :

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

- La largeur des poutres :

$$0,4 \times 35 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 35 \text{ cm} \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour : } b = 25 \text{ cm}$$

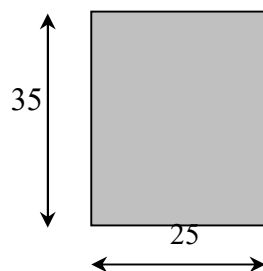


Fig. II-2 - Dimensions de la poutre principale

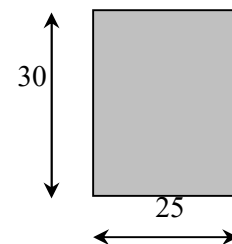


Fig. II-3-Dimensions de la poutre secondaire

- **Vérifications au coffrage selon RPA99 mod2003/art7.5.1 :**

Conditions	Poutres principales [cm]	Poutres secondaires [cm]	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	ok
$b \geq 20\text{cm}$	25	25	ok
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,4	1,2	ok

Conclusion : les dimensions retenues sont : $\begin{cases} \text{poutres principales: (25x35)cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: (25x30)cm}^2 \end{cases}$

II-4-Les Poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donné par la relation suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

S : section transversale du poteau

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

D'où : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} = 1,5\text{KN/cm}^2$

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

II-5-Les voiles :

Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon (Art7.7.1/RPA99 version 2003)

1. Epaisseur :

D'après le (RPA99 version 2003) l'épaisseur d'un voile est égale au moins à 15cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités. $e \geq \max \left\{ \frac{he}{20}, \frac{he}{22}, \frac{he}{25} \right\}$

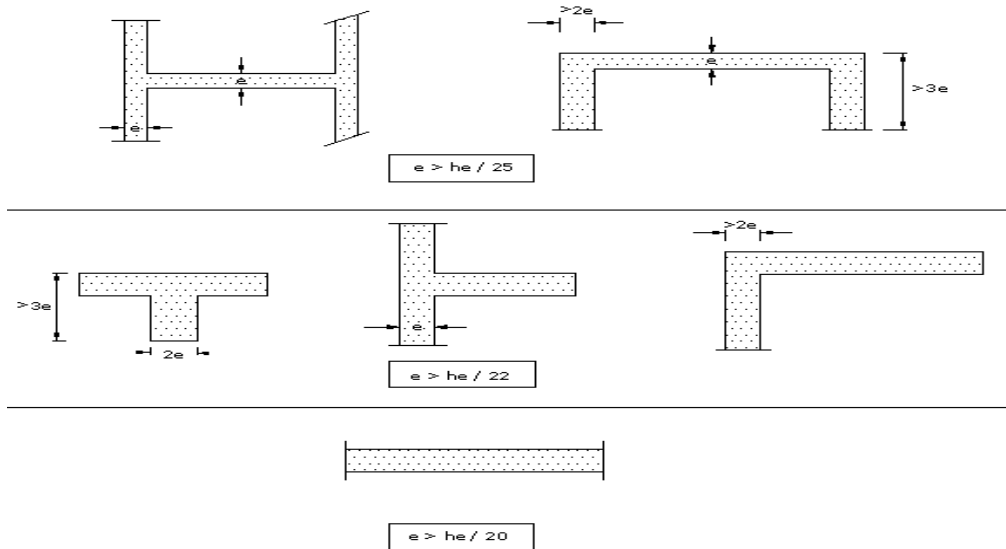


Fig. II-3- Différentes coupes des voiles en plan.

Pour le cas de notre structure, nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linières, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

➤ Pour le RDC :

$$he = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

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

On opte pour une épaisseur **a=20cm**

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

➤ Pour les autres étages :

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur **a=20cm**

$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

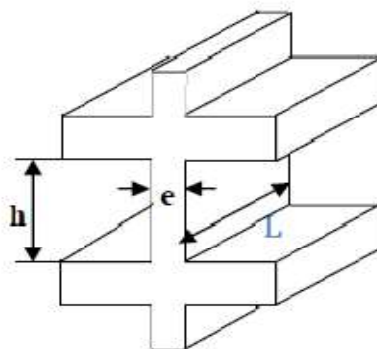


Fig. II-4-coupe de voile en élévation.

2. Largeur :

Selon le (RPA99/version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $l_{\min} \geq 4a$

Avec :

a : l'épaisseur de voile

l_{\min} : longueur total de voile

➤ Pour le RDC :

Dans notre cas $\Rightarrow a = 20\text{cm}$

$\Rightarrow l_{\min} \geq 4a \rightarrow 95\text{cm} \geq 80\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ Pour les autres étages :

Dans notre cas $\Rightarrow a = 20\text{cm}$

$\Rightarrow l_{\min} \geq 4a \rightarrow 95\text{cm} \geq 80\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

II-6-Détermination des charges et des surcharges :

Le règlement algérien (DTR B.C.2.2) préconise l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages, où les occupations de divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux.

1. Charges permanentes :

$$G = \rho \times e$$

Avec :

ρ : poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

Tableau II-1- charges permanentes du plancher terrasse inaccessible :

N°	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pont 1 %	0,07	22	1,54
5	Isolations thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Feuille de polyane	0,01	6	0,06
7	Plancher à corps creux	0,16+0,04	14	2,8
8	Enduits plâtre	0,02	10	0,2
	Total			5,78

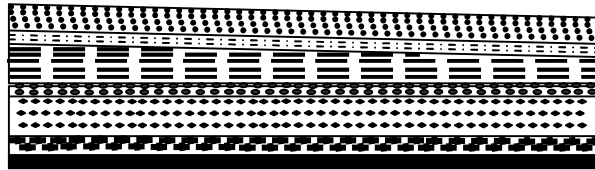


Fig. II-5- Planchers terrasse.

Tableau II-2- charges permanentes des balcons de la terrasse en dalle pleine :

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multiple	0,02	6	0,12
3	Forme de pont 1%	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
	total			6,62

Tableau II-3- Charges permanentes du plancher courant en dalle corps creux :

N°	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0,1	9	0,90
2	Revêtements de carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Lit de sable	0,03	20	0,60
5	Plancher corps creux	0,16+0,04	14	2,80
6	Enduits plâtre	0,02	10	0,20
	total			5,26

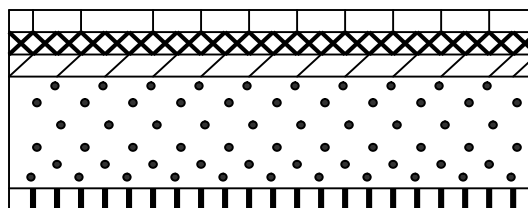


Fig. II-6- Plancher d'étage courant

Tableau II-4 -Charges permanentes des balcons des étages courants dalle pleine :

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0,1	9	0,9
2	Revêtements de carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	20	0,40
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduits plâtre	0,02	10	0,2
Total				6,05

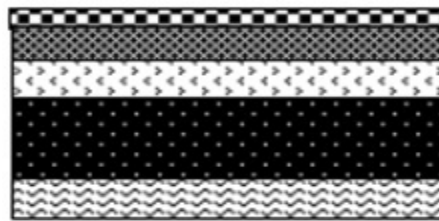


Fig. II-7-Balcon

Tableau II-5- Charges permanentes du mur extérieur double paroi :

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	Lame d'air	5	-	-
4	Brique creuse	0,1	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Total				2,65

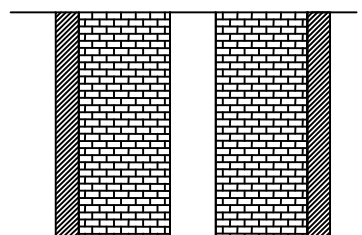


Figure. II-8-Coupe transversale du mur double cloison

Tableau II-6-Charges permanentes du mur à une seule paroi :

N°	Composantes	Epaisseur	Poids volumiques (KN /m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Total				1,3

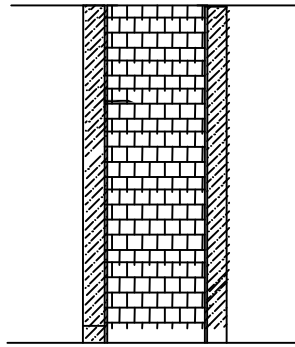


Figure .II-9-Coupe transversale du mur en simple cloison

2. Charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** (document technique réglementaire) comme suit :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1
Plancher étage service	2,5

II-7- Descente de charge :

1. Surface d'influence :

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : en premier temps nous prendrons une section minimale de (25X25) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa

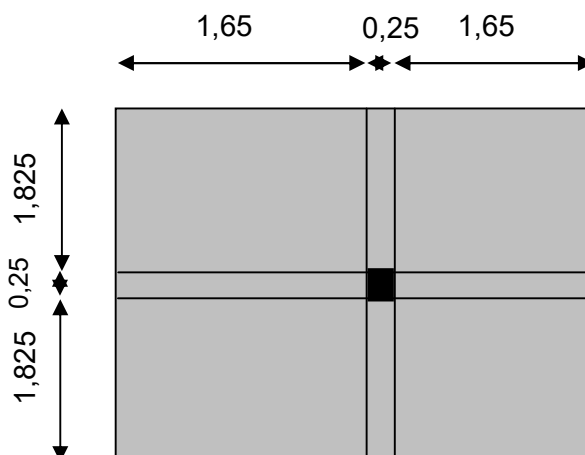


Fig. II.10. Localisation de poteau le plus sollicité

- **Surface du plancher** : revenant au poteau le plus sollicité

SPoids propre des éléments:

- **Plancher** :

$$P=S \times G$$

$$\text{Terrasse : } G_{pt} = 11,5 = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1,65 \times 1,675) + (1,65 \times 1,675) + (1,65 \times 1,825) + (1,65 \times 1,825)$$

$$S = 11,54 \text{ m}^2$$

$$4 \times 5,78 = 66,701 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant : } G_{pc} = 11,54 \times 5,26 = 60,7 \text{ KN}$$

- **Poutres** :

$$\text{Poutres principales : } G_{pp} = 25 \times [(0,35 \times 0,25) \times (1,825 + 1,675)] = 7,65 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } G_{ps} = 25 \times [(0,30 \times 0,25) \times (2 \times 1,65)] = 6,18 \text{ KN}$$

$$G_t = G_{pp} + G_{ps} = 13,83 \text{ KN}$$

- **Poteaux** :

$$\text{RDC : } G_{Prdc} = \rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 4,08 = 6,38 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant et étage de service : } G_{pc} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

II-8-Surcharge d'exploitation :

$$\text{Plancher terrasse : } Q_t = 1 \times 11,54 = 11,54 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q_c = 1,5 \times 11,54 = 17,31 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage service : } Q_s = 1,5 \times 11,54 = 17,31 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher rez de chaussée : } Q_r = 2,5 \times 11,54 = 28,85 \text{ KN}$$

1. La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage :

Les règles du **BAEL99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent au bâtiment à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations de divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

La loi de dégression est :

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

Car les niveaux ne sont pas chargés de la même manière.

Q_0 = surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i = surcharge d'exploitation d'étage i .

n = numéro d'étage du haut vers le bas.

Q_n = surcharge d'exploitation à l'étage $\ll n \gg$ en tenant compte de la dégression des surcharges.

- **Surcharges cumulées** :

Terrasse $Q_0=11,54\text{KN}$
$7^{\text{ème}} Q_0+Q_1=11,54+17,31=28,85\text{KN}$
$6^{\text{ème}} Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=11,54+0,95(2 \times 17,31)=44,43\text{KN}$
$5^{\text{ème}} Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=11,54+0,90(3 \times 17,31)=58,28\text{KN}$
$4^{\text{ème}} Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11,54+0,85(4 \times 17,31)=70,39\text{KN}$
$3^{\text{ème}} Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11,54+0,80(5 \times 17,31)=80,78\text{KN}$
$2^{\text{ème}} Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=11,54+0,75(6 \times 17,31)=89,44\text{KN}$
$1^{\text{er}} Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=11,54+0,714(7 \times 17,31)=98,06\text{KN}$
E. Service $Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=11,54+0,69(7 \times 17,31+17,31)=107,09\text{KN}$
RDC $Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_{\text{rdc}})=11,54+0,67(8 \times 17,31+28,85)=123,65\text{KN}$

Tableau II-7-Descente des charges pour les poteaux :

Niv	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_{(0)}$	G cumule	Q [KN]	Q Cumulée [KN]		$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b × h)
Terrasse	66,70	0,00	13,83	80,53	80,53	11,54	11,54	92,07	61,38	(30X30)
7 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	159,84	28,85	40,39	200,23	133,49	(30X30)
6 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	239,15	44,43	84,82	323,97	215,98	(30X30)
5 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	318,46	58,28	143,1	461,56	307,51	(30X30)
4 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	397,78	70,39	213,49	611,27	407,51	(35X35)
3 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	477,08	80,78	294,27	771,35	514,23	(35X35)
2 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	556,39	89,44	383,71	940,01	626,67	(40X40)
1 ^{ème}	60,7	4,78	13,83	79,31	635,7	98,06	481,77	1117,47	744,98	(40X40)
E. Service	60,7	4,78	13,83	79,31	715,01	107,09	588,86	1303,87	869,25	(45X45)
RDC	60,7	6,38	13,83	80,91	795,92	123,65	712,51	1508,43	1005,62	(45X45)

2. Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du RPA(art7.4.1) :

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

-Min (b,h) $\geq 25\text{cm}$ en zone IIa

-Min (b,h) $\geq \frac{he}{20}$

-1/4 < b/h < 4

➤ **RDC, Etage de service :**

-Min (b,h) = min(45x45) = 45cm $\geq 25\text{cm}$ condition vérifier

-Min (b,h)= 45 $\geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$condition vérifier

-1/4 < 45/45=1 < 4.....condition vérifier

➤ 1^{er}, 2^{ème} :

-Min (b,h)= min(40x40)= 40cm $\geq 25\text{cm}$ condition vérifier

-Min (b,h)= 40 $\geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$condition vérifier

-1/4 < 40/40=1 < 4.....condition vérifier

➤ 3^{ème}, 4^{ème} :

-Min (b,h)= min(35x35)= 35cm $\geq 25\text{cm}$ condition vérifier

-Min (b,h)= 35 $\geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$condition vérifier

-1/4 < 35/35=1 < 4.....condition vérifier

➤ 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, Terrasse:

-Min (b,h)= min(30x30)= 30cm $\geq 25\text{cm}$ condition vérifier

-Min (b,h)= 30 $\geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$condition vérifier

-1/4 < 30/30=1 < 4.....condition vérifier

3. Vérifications des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement des poteaux selon la formule

suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ : élanement du poteau

L_f : longueur du flambement. $L_f = 0,7L_0$ (poteau encasté-encasté), avec $L_0 = h_e - h_{\text{poteau}}$

i : rayon de giration $i = \sqrt{I/B}$

I : moment d'inertie ($I_{xx} = \frac{bxh^3}{12}$ et $I_{yy} = \frac{h^3xb}{12}$)

b : section du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{I/S}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}}{h} 0,7l_0 \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 2,425 \frac{l_0}{h}$$

Pour le RDC : $L_0 = 4,08 - 0,40 = 3,68\text{m}$

Pour les étages courants : $L_0 = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$

Poteaux	Vérifications au flambement $\lambda=2,425\frac{l_0}{h}\leq 50$	
Poteaux de l'Etage de Service	$\lambda=2,425\frac{2,66}{0,45} = 14.33\leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux du 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	$\lambda=2,425\frac{2,66}{0,4} = 16.12\leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	$\lambda=2,425\frac{2,66}{0,35} = 18.43\leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , Terrasse	$\lambda=2,425\frac{2,66}{0,30} = 21.5\leq 50$	Condition vérifiée
Poteaux du RDC	$\lambda=2,425\frac{3,68}{0,45} = 19.83\leq 50$	Condition vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient à la condition de non flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

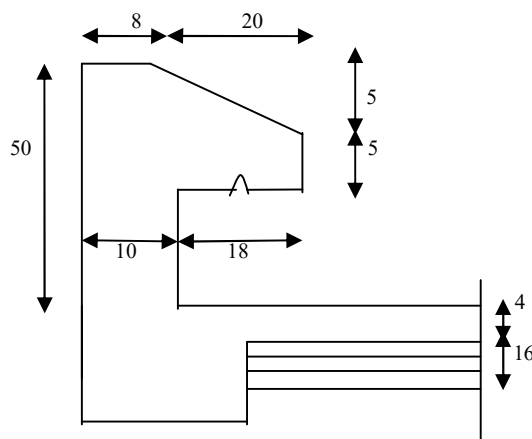
secondaires

III.1. L'acrotère :

III-1-1- Calcul de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à un effort (G) dû à son poids propre et un effort latéral(Q) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement(M) dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.



III.1-1-schéma statique de l'acrotère.

III-1-2- Les sollicitations :

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

Avec :

- ρ : masse volumique du béton
- S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25[(0,08 \times 0,05) + (0,2 \times 0,18/2) + (0,28 \times 0,05) + (0,1 \times 0,4)] \times 1 = 1,575 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 1,575 \text{KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.00 \text{KN/ml}}$
- Effort normale du au poids propre : $\mathbf{N = G \times 1 = 1.575 \text{KN}}$
- Effort tranchant : $\mathbf{T = Q \times 1 = 1.00 \text{KN/ml}}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge :
 $\mathbf{M = T \times H = Q \times 1 \text{ml} \times H = 1.00 \times 0.5 = 0.50 \text{KN.m}}$

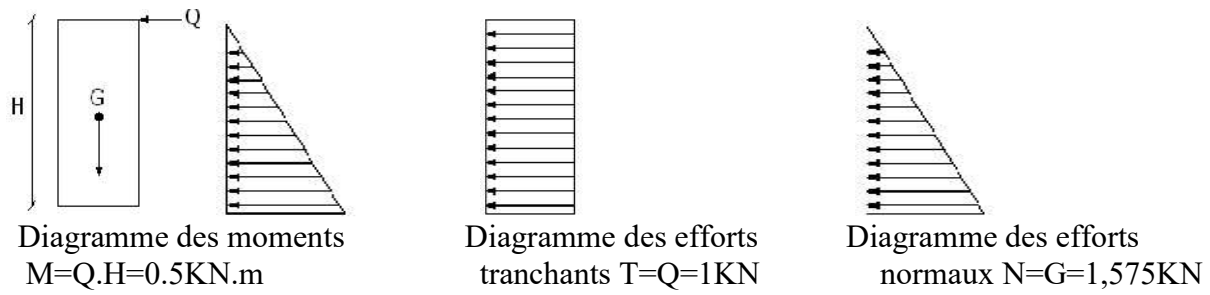


Fig.III-1-2 Schéma statique

III-1-3-Les combinaisons de charge :

A L'ELU : 1,35G+1,5Q

- ✓ Effort normal N : $N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,575 = 2,126 \text{KN}$
- ✓ Moment fléchissant : $M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{KN.m}$
- ✓ Effort tranchant T : $T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN}$

A L'ELS : G+Q :

- ✓ Effort normal N : $N_s = N = 1,575 \text{KN}$
- ✓ Moment renversement : $M_s = M = 0,5 = 0,5 \text{KN.m}$
- ✓ Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{KN}$

III-1-4-Ferraillage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

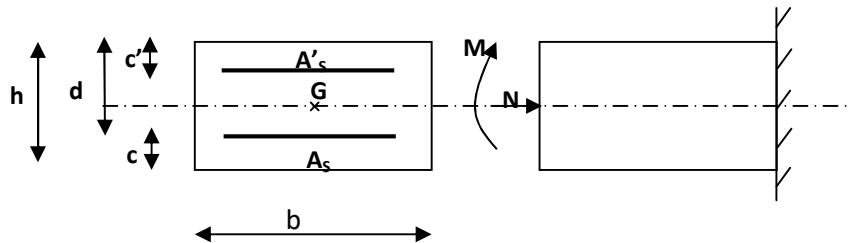


Fig.III-1-3-schéma statique de la section de l'acrotère.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- c et c' : Enrobage : $c=c'=2\text{cm}$
- d=h-c : Hauteur utile : 8cm
- b : La largeur de la section =100cm
- M : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

1. Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,126} = 0,353\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow 0,353 > 0,03\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D'où la section est partiellement comprimée.

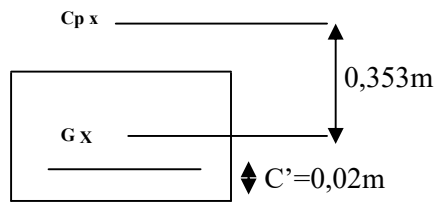


Fig.III-4-Schéma statique des distances :

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone section délimitée par les armatures, nous avons donc une section partiellement comprimée. Le calcul d'armature se fait en flexion simple sous l'effet du moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

➤ **La section d'armatures fictives en flexion simple :**

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

$$M_f = 0,75 + 2,126 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,814 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} b d^2} = \frac{0,814 \times 10^3}{100 \times 2 \times 14,2} = 0,0089$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,814 \times 10^3}{0,996 \times 8 \times 348} = 0,294 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **La section des armatures réelles (en flexion composée):**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,294 - \frac{2,126 \times 10}{348} = 0,233 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

2. Vérifications à ELU :

➤ **Armatures principale :**

a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 d}{e_s - 0,185 d} \right] \quad \text{avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,575} = 32 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{32 - 0,445 \times 8}{32 - 0,185 \times 8} \right] = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,233 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, donc le Ferrailage se fera avec A_{min} .

On prend $A_s = A_{min} = 0,9cm^2$

Soit $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s - 2,01}{4} = 0,50cm^2$ Soit $A_r = 3HA8 = 1,50 cm^2$ avec un espacement $S_t = 16cm$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A-5.2.1/BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier que : $\bar{\tau}_u < \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = \left[\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right] = [2.5 ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ d'où : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

Avec :

V_u : effort tranchant

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0,018 MPa$$

$\bar{\tau}_u < \tau_u$: La condition est vérifiée. \Rightarrow pas de risque de cisaillement

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

c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ Art A.6.1.3) :

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

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

avec : $\Psi_s = 1,5$ (Aciers de haute adhérence)

Avec : $f_{t28} = 2,1MPa$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05} = 0,207MPa$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05cm$$

$$\tau_{se} = 0,207 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

d. Ancrages des barres : (Art. A.6.1,21/ BAEL91) :

La longueur de scellement droit est :

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 40}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Donc on prend : $L_s = 30 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

On prend $L_a = 12 \text{ cm}$

e. Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

➤ **Armatures principales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ avec : } h = 10 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$S_t = 16 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$condition vérifiée.

3. Vérifications à ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes dans acier : (Art A-5.3.2/BAEL91)**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ avec : } \eta = 1,6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

Les aciers : $\begin{cases} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{feE 400} \end{cases}$

$$\sigma_{st}^- = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \text{ avec } A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,69 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,02.$$

$$\sigma_{st} = \frac{500}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,8 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 33,8 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A-4.5.2/BAEL91)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bs} = K \times \sigma_{st} = 0.02 \times 33,8 = 0,676 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bs} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc la condition est vérifiée.

Le ferrailage adopté est :

Armatures principales : 4HA8 = 2,01 cm² avec S_t = 25 cm

Armatures répartition : 3HA8 = 1,50 cm² avec S_t = 16 cm

III-1-5-Vérification de l'acrotère au séisme :(Art.6.2.3/RPA99) :

Les forces horizontales de calcul **F_p** agissantes sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$\mathbf{F_p = 4 A C_p W_p}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA/ version 2003) pour (la zone II_a et le groupe d'usage 2) $\Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1 RPA/ version 2003))

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow \mathbf{C_p = 0.8}$

W_p : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow \mathbf{W_p = 1,575 \text{ KN/ml}}$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.575 = 0.756 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

Conclusion :

Condition vérifiée, l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, d'où notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme.

III.2. Les planchers :

III-2-1-Introduction :

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

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de RDC.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance.
- La distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

III-2-3- Dimensionnement de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520). Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL 91/B.6.8,423).

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

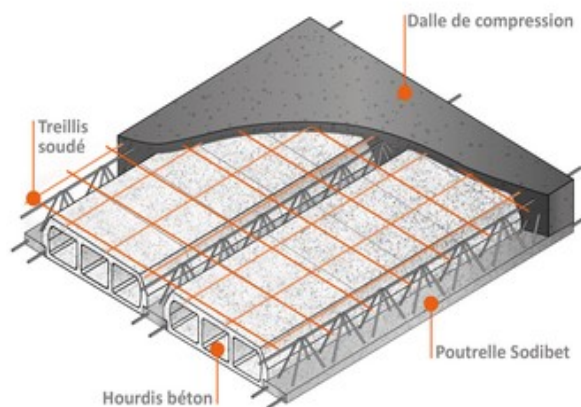


Fig .III-2-1.schéma statique de en 3D de plancher

III-2-4-Calcul des armatures :

1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e} \quad \text{Lorsque} \quad 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque} \quad L \leq 50\text{cm}$$

$$\text{Dans notre cas : } L = 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

A_{\perp} : Section en cm^2 par mètre linéaire

L : distance entre axes des poutrelles en cm

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

On adopte: $A_{\perp} = 5T6/ml = 1.41 \text{ cm}^2/ml$ avec $e = 20 \text{ cm}$

2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte: $5T6/ml = 1.41 \text{ cm}^2/ml$ avec : $e = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression par un treillis soude (TLE 520) de dimensions (6x200x200).

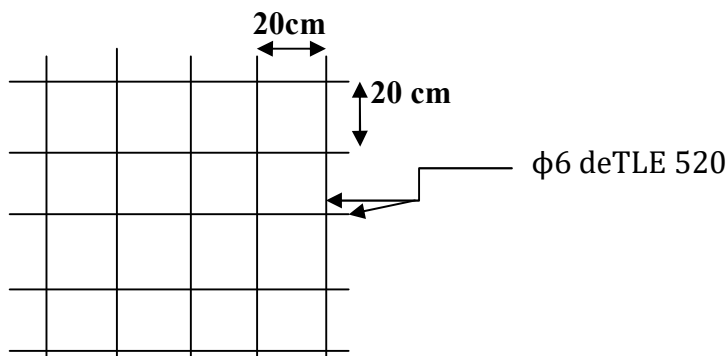


Fig.III-2-2- Ferrailage de la dalle de compression

III-2-5-Calcul des poutrelles à l'ELU :

1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutrelle de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

a. Dimensionnement :

$b = 12 \text{ cm}$; largeur de la poutrelle

$h = 4 \text{ cm}$; hauteur de la poutrelle

$c = 2 \text{ cm}$; enrobage

$d = 2 \text{ cm}$; hauteur utile

b. Chargement :

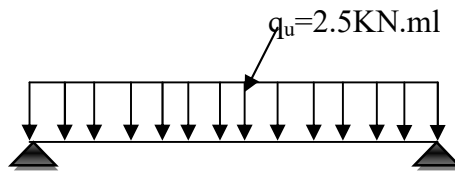
- **Poids propre de la poutrelle :** $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- **Poids du corps creux :** $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge de l'ouvrier :** $Q=1\text{KN/ml}$
 - ✓ Charge permanente : $G=G_1+G_2= 0,12+0,62=0,74\text{KN/ml}$
 - ✓ Charge d'exploitation : $Q=1\text{KN/ml}$

c. Les Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 0,74+1,5 \times 1= 2,50\text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_s=G+Q= 0,74 +1=1,74\text{KN/m}$



- **Le moment max en travées :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50(3,70)^2}{8} = 4,278 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50(3,70)}{2} = 4,625 \text{ KN}$$

d. Ferrailage de la poutrelle :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,278 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,276 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

e. Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacements entre étais : 80 à 120cm).

2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre contenue en **Té** qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités.

Les charges et les surcharges seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble de la poutrelle.

La poutrelle travaille en flexion simple.

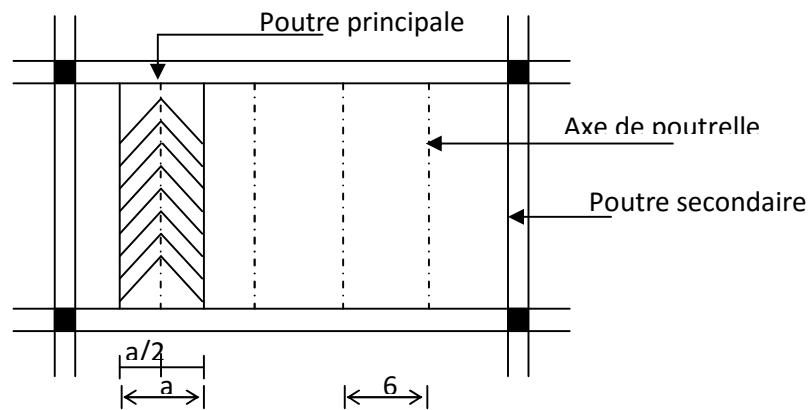


Fig.III-2-3- surface revenant aux poutrelles

a. Détermination de la table de compression : (BAEL91 Art A.4.1, 3)

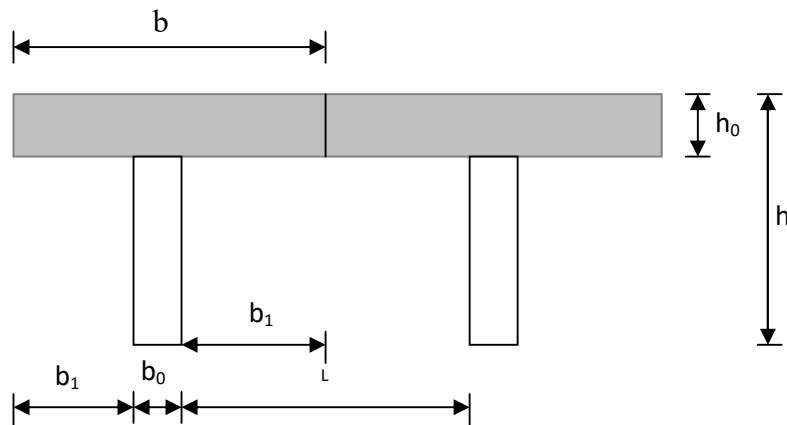


Fig.III-2-4 schéma de la table de compression

Avec :

$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$, distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes des poutrelles.

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

$h_0 = 4 \text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression.

$l = 370 \text{ cm}$, La plus grand porte libre de la poutrelle.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm, Largeur de l'hourdi.}$$

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

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{b-b_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right\}$$

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{65-1}{2} = 26,5; \frac{370}{10} = 37; 8h_0 = 32\right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b. Vérification :

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

• **Poids de planchers repris par des poutrelles :**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	5,78x0,65= 3,757	1x0,65= 0,65
Plancher étage courant a usage d'habitation	5,26x0,65=3,419	1,5x0,65=0,975
Plancher étage de service	5,26x0,65=3,419	1,5x0,65= 0,975
Plancher de RDC	5,26x 0,65=3,419	2,5x0,65=1,625

Tableau III-2-1-Poids de planchers repris par des poutrelles

• **Combinaisons d'actions :**

Plancher	L'ELU : 1,35G+1,5Q (KN/ml)	L'ELS : G+Q (KN/ml)
Plancher terrasse	6,047	4,407
Plancher étage courant a usage d'habitation	6,078	4,394
Plancher étage de service	6,08	4,394
Plancher de RDC	7,053	5,044

Tableau III-2-2-Combinaisons d'actions

Remarque : On constate que le chargement pour le plancher de RDC est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de RDC pour le calcul du ferrailage.

III-2-6-Etude du plancher de RDC :

1. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont :

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

2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :(B.6.2, 210 BAEL)

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max [2G ; 5\text{KN/m}^2]$

$$Q = 1,625\text{KN/m}^2 \leq \max [2 \times 3,419; 5\text{KN/m}^2] = \max [6,838; 5\text{KN/m}^2]$$

$Q=3,25\text{KN/m}^2 < 6,838\text{KN}.....$ Condition vérifiée.

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

3. La fissuration est non préjudiciable..... Condition vérifiée.

4. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

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

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,70}{3,70}=1 ; \frac{3,70}{3,30}=1,12 ; \frac{3,30}{3,20}=1,03 ; \frac{3,20}{3,70}=0,86.....$ Condition vérifiée.

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable

III-2-6-Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la charge considérée.

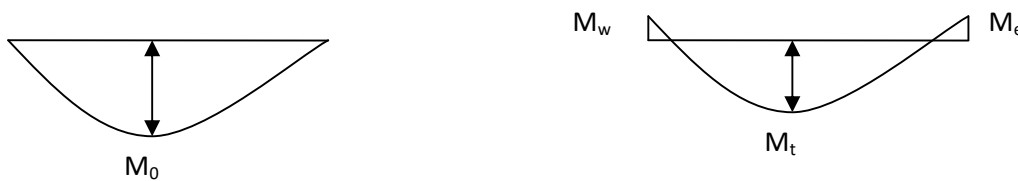


Figure III-2-5: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III-2-7-Exposé de la méthode :

- Soit 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 $Q=2G \rightarrow \alpha= 2/3$

- Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec :

L : Longueur entre nus des appuis.

q : Charge uniformément répartie.

M_w et M_e : valeurs absolue du moment sur l’appui de gauche et droite respectivement.

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05M_0 | (1 + 0,3\alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée de rive} \end{cases}$$

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.
- ✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

Dans notre cas nous avons une poutre de 09 appuis ; donc 8 travées comme présentée dans le diagramme ci-dessus :

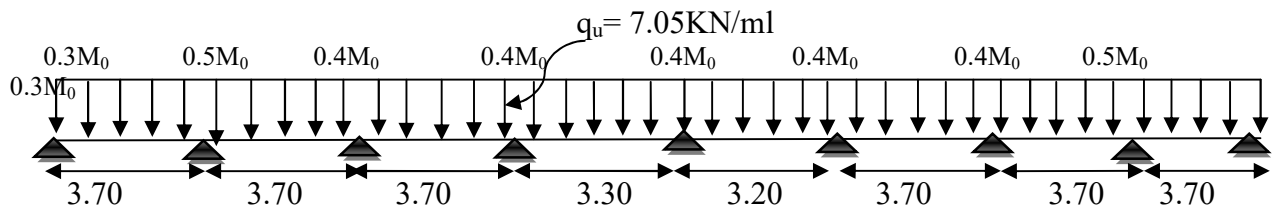


Figure III-2-6 : Schéma statique

III-2-8-Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitation (Q)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \alpha = \frac{3,25}{3,25+3,419} = 0,487$$

$$1+0,3 \alpha = 1,1461$$

$$\frac{1,2+0,3 \alpha}{2} = 0,6731$$

$$\frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,5731$$

III-2-9-Méthode forfaitaire :

1. Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01}=M_{02}=M_{03}=M_{06}=M_{07}=M_{08} = \frac{ql^2_{AB}}{8} = \frac{7,05 \times 3,7^2}{8} = 12,06 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2_{DE}}{8} = \frac{7,05 \times 3,3^2}{8} = 9,59 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2_{EF}}{8} = \frac{7,05 \times 3,2^2}{8} = 9,02 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_I = 0,3M_{01} = 0,3 \times 12,06 = 3,62 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_H = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \max (12,06; 12,06) = 6,03 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_G = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \max (12,06; 12,06) = 4,82 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \max (9,59; 9,02) = 3,84 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \max (9,02; 12,06) = 4,82 \text{KN.m}$$

2. Calcul des moments en travées :

• Travée AB (rive) :

$$\circ M_{t(AB)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{1,05M_{01}, (1 + 0,3\alpha) M_{01}\} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{t(AB)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{3,62 + 6,03}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq 9 \text{KN.m}$$

$$\circ M_{t(AB)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{t(AB)} \geq 0,6731 \times 12,06 = 8,12 \text{KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(AB)} = 9 \text{KN.m}$$

• Travée BC (intermédiaire) :

$$\circ M_{t(BC)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \{1,05M_{02}, (1 + 0,3\alpha) M_{02}\} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{t(BC)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{6,03 + 4,82}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq 8,4 \text{KN.m}$$

$$\circ M_{t(BC)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{t(BC)} \geq 0,5731 \times 12,06 = 6,91 \text{KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(BC)} = 8,4 \text{KN.m}$$

• Travée CD (intermédiaire) :

$$\circ M_{t(CD)} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \{1,05M_{03}, (1 + 0,3\alpha) M_{03}\} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{t(CD)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{4,82 + 4,82}{2}$$

$$M_{t(CD)} \geq 9 \text{KN.m}$$

$$\circ M_{t(CD)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{t(CD)} \geq 0,5731 \times 12,06 = 6,91 \text{KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(CD)} = 9 \text{KN.m}$$

• Travée DE (intermédiaire) :

$$\circ M_{t(DE)} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max \{1,05M_{04}, (1 + 0,3\alpha) M_{04}\} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{t(DE)} \geq 1,1461 \times 9,59 - \frac{4,82 + 3,84}{2}$$

$$M_{t(DE)} \geq 6,66 \text{KN.m}$$

- $M_{t(DE)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{t(DE)} \geq 0,5731 \times 9,59 = 5,5 \text{KN.m}$
 On prend : $M_{t(DE)} = 6,66 \text{KN.m}$

• **Travée EF (intermédiaire) :**

- $M_{t(EF)} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \max \{1,05 M_{05}, (1 + 0,3\alpha) M_{05}\} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$

$$M_{t(EF)} \geq 1,1461 \times 9,02 - \frac{3,84 + 4,82}{2}$$

$$M_{t(EF)} \geq 6 \text{KN.m}$$

- $M_{t(EF)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} \Rightarrow M_{t(EF)} \geq 0,5731 \times 9,02 = 5,17 \text{KN}$.
 On prend : $M_{t(EF)} = 6 \text{KN.m}$

• **Travée FG (intermédiaire) :**

- $M_{t(FG)} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq \max \{1,05 M_{06}, (1 + 0,3\alpha) M_{06}\} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$

$$M_{t(FG)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{4,82 + 4,82}{2}$$

$$M_{t(FG)} \geq 9 \text{KN.m}$$

- $M_{t(FG)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{06} \Rightarrow M_{t(FG)} \geq 0,5731 \times 12,06 = 6,91 \text{KN}$.
 On prend : $M_{t(FG)} = 9 \text{KN.m}$

• **Travée GH (intermédiaire) :**

- $M_{t(GH)} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq \max \{1,05 M_{07}, (1 + 0,3\alpha) M_{07}\} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$

$$M_{t(GH)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{4,82 + 6,03}{2}$$

$$M_{t(GH)} \geq 8,4 \text{KN.m}$$

- $M_{t(GH)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{07} \Rightarrow M_{t(GH)} \geq 0,5731 \times 12,06 = 6,91 \text{KN}$.
 On prend : $M_{t(GH)} = 8,4 \text{KN.m}$

• **Travée HI (rive) :**

- $M_{t(HI)} + \frac{M_H + M_I}{2} \geq \max \{1,05 M_{08}, (1 + 0,3\alpha) M_{08}\} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$

$$M_{t(HI)} \geq 1,1461 \times 12,06 - \frac{6,03 + 3,62}{2}$$

$$M_{t(HI)} \geq 9 \text{KN.m}$$

- $M_{t(HI)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{08} \Rightarrow M_{t(HI)} \geq 0,6731 \times 12,06 = 8,12 \text{KN}$.
 On prend : $M_{t(HI)} = 9 \text{KN.m}$

3. Calcul des efforts tranchants :

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcule les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM.

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$D'où: \Theta(x) = \frac{q_u x L_i}{2} \quad \text{a } x=0$$

$$\Theta(x) = -\frac{q_u x L_i}{2} \quad \text{a } x=L$$

$$T_w = \frac{q_u x L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T_e = -\frac{q_u x L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Avec:

T(x) : effort tranchant sur appui à une distance x.

Θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et **M_{i+1}** : moment sur appuis i et i+1 respectivement en valeur algébrique.

T_w et **T_e** : respectivement les efforts tranchant à gauche et à droite de l'appui.

L : longueur de la travée.

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-6,03) - (-3,62)}{3,70} = 12,4 \text{KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-6,03) - (-3,62)}{3,70} = -13,7 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-6,03)}{3,70} = 12,71 \text{KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-6,03)}{3,70} = -13,37 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,70} = 13,04 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,70} = -13,04 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7,05 \times 3,30}{2} + \frac{(-3,84) - (-4,82)}{3,30} = 11,93 \text{KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{7,05 \times 3,30}{2} + \frac{(-3,84) - (-4,82)}{3,30} = -11,33 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7,05 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,82) - (-3,84)}{3,20} = 10,97 \text{KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u x L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-3,84)}{3,20} = -13,34 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{q_u x L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,70} = 13,04 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u x L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,70} = -13,04 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{q_u x L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-6,03) - (-4,82)}{3,70} = 12,71 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{q_u x L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-6,03) - (-4,82)}{3,70} = -13,37 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{q_u x L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = \frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-3,62) - (-6,03)}{3,70} = 13,7 \text{ KN}$$

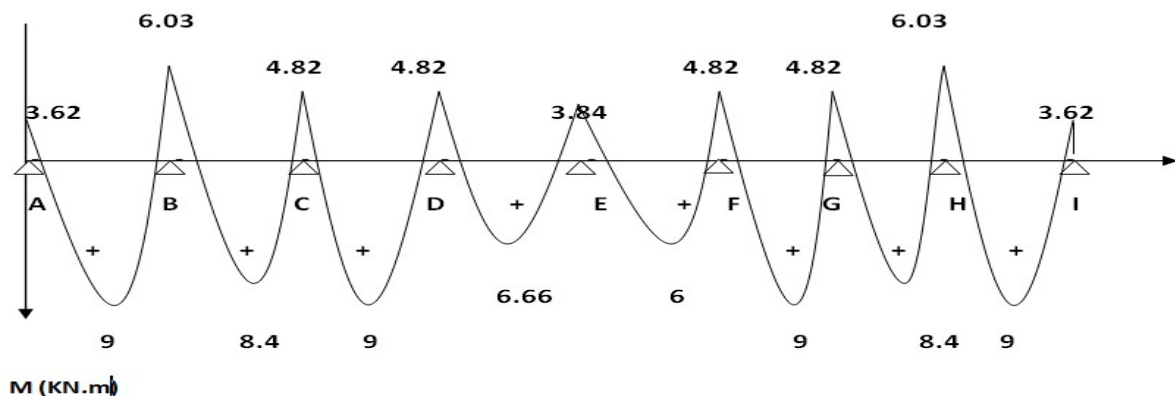
$$T_I = -\frac{q_u x L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = -\frac{7,05 \times 3,70}{2} + \frac{(-3,62) - (-6,03)}{3,70} = -12,4 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnés sous forme d'un tableau:

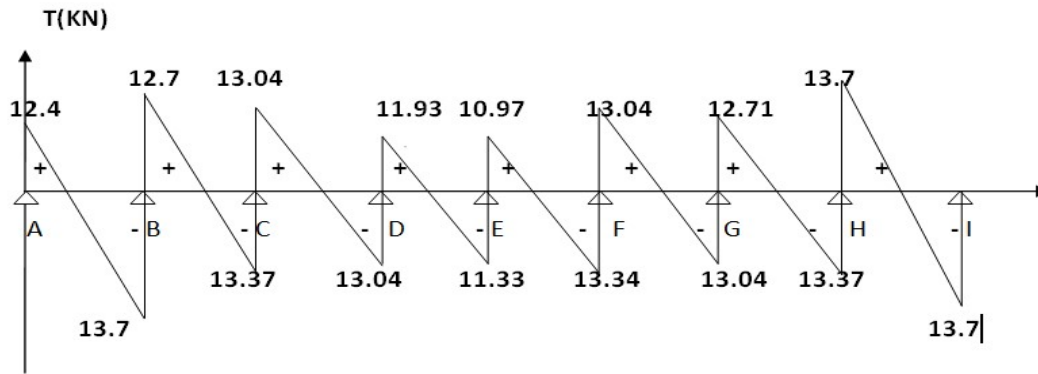
Travées	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN.m)	T _e (KN)
A-B	12.06	3.62	6.03	12.129	12.4	-13.7
B-C	12.06	6.03	4.82	11.317	12.7	-13.37
C-D	12.06	4.82	4.82	12.129	13.04	-13.04
D-E	9.59	4.82	3.84	8.983	11.93	-11.33
E-F	9.02	3.84	4.82	8.098	10.97	-13.34
F-G	12.06	4.82	4.82	12.129	13.04	-13.04
G-H	12.06	4.82	6.03	11.317	12.71	-13.37
H-I	12.06	6.03	3.62	12.129	13.7	-12.4

4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

➤ Diagramme des moments fléchissant :



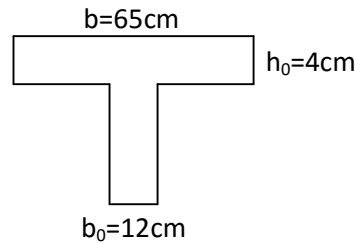
➤ Diagramme des efforts tranchant



III-3-Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage de la poutrelle se fera à l'ELU avec les moments max en travée et sur appuis.

- ✓ $M_{t\ max}=9\text{KN.m}$
- ✓ $M_{a\ max}=6.03\text{KN.m}$



III-3-1 : Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T

- **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) = 59,072 \text{KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{KN.m} > M_{t\ max} = 9 \text{KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 12) \text{ cm}^2$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9 \times 10^6}{0.985 \times 180 \times 348} = 1,46 \text{cm}^2$$

Soit: $A_t = 2.35 \text{cm}^2 = 3\text{HA}10$

- **Sur appui :**

Puisque le béton tendu est néglige donc le calcul se fera comme pour une section

rectangulaire (bxh).

$$M_{a \max} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.03 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.120 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.12 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.03 \times 10^6}{0.936 \times 180 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1.54 \text{ cm}^2 = 1\text{HA}14$

III-3-2 : Armatures transversales :

1. Diamètre des barres (BAEL91 modifié 99 Art A.7.2.21) :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{\max} \right) = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = \min(0.57 ; 1.2 ; 1) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi \leq 0.57 \text{ cm}$ On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

On adopte : armatures transversal $\rightarrow 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de HA8.

2. Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

III-4-Vérification a L'ELU :

1. Condition de non fragilité : (BAEL91.Art ; A.4.2.1)

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

- En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99 art A.5.1.1)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa \right\} = 3.33MPa (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$V_{u \max} = 13.7KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13.7 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.63 MPa$$

$$\tau_u = 0.63 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée pas de risque cisaillement.}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.13/BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{13.7 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.90MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3 \cdot 14 \times 10 = 94.2mm$$

$$\tau_{se} = 0.90MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \quad \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art .A.5.313/BAEL91) :

- Sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6KN$$

$$V_u \leq 129.6KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis de rive :

$$V_u = 13.7KN \leq 129.6KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$V_u = 13.7KN \leq 129.6KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sur L'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A_a = 1.54 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(13.7 - \frac{3.62}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.23cm^2$$

$$A_a = 1.54 \geq -0.23cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_a = 1.54 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13.7 - \frac{6.03}{0.9 \times 0.18}\right) = -0.67 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.54 \geq -0.67 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5. Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

La longueur d’ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 \times L_s = 17 \text{ cm}$

III-5-Vérifications à l’ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression.
- ✓ Etat limite de déformation.
- ✓ Etat limite d’ouverture des fissures.

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l’ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l’ELU par le coefficient q_s/q_u .

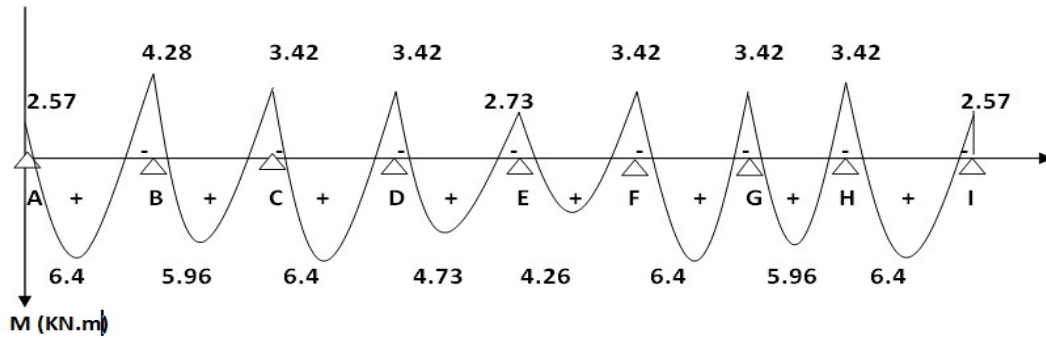
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.04}{7.05} = 0.71$$

Les résultats donnés sous forme d’un tableau :

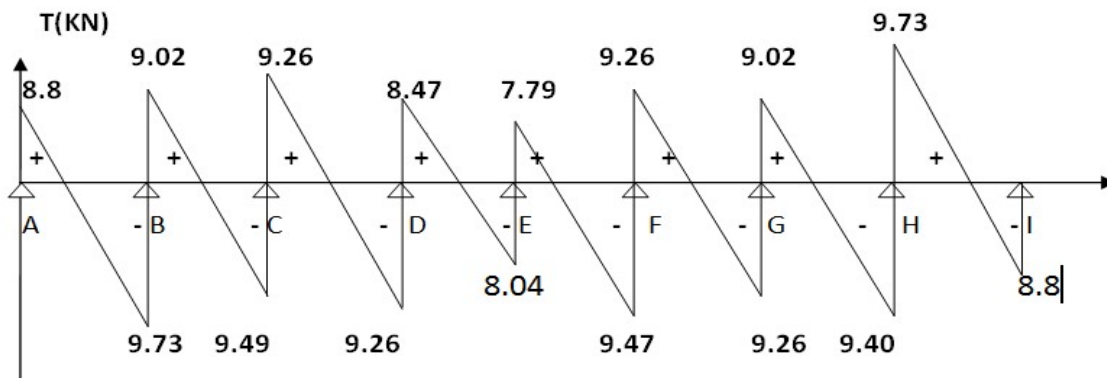
Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_w(\text{KN.m})$	$T_e(\text{KN})$
A-B	8.56	2.57	4.28	6.40	8.80	-9.73
B-C	8.56	4.28	3.42	5.96	9.02	-9.49
C-D	8.56	3.42	3.42	6.40	9.26	-9.26
D-E	6.81	3.42	2.73	4.73	8.47	-8.04
E-F	6.4	2.73	3.42	4.26	7.79	-9.47
F-G	8.56	3.42	3.42	6.40	9.26	-9.26
G-H	8.56	3.42	3.42	5.96	9.02	-9.49
H-I	8.56	2.57	2.57	6.40	9.73	-8.80

III-3-1-Diagrammes des efforts internes à l’ELS :

- Diagramme des moments fléchissant :



➤ Diagramme des efforts tranchant :



III-3-2-Vérification à L'ELS :

1. Etat limite de résistance à la compression du béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

- **En travée :**
- a. **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} \times 100 = 1.08$$

$$\rho_1 = 1.08 \Rightarrow k_1 = 19.94 \text{ et } \beta_1 = 0.8565$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.514 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 235 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- b. **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{235}{19.94} = 11.78 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**
- c. **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{A_a}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{1.54}{12 \times 18} \times 100 = 0.713$$

$$\rho_1 = 0.713 \Rightarrow k_1 = 25.65 \text{ et } \beta_1 = 0.878$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.706 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.54} = 234.45 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

- d. **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{234.45}{25.65} = 9.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc Les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

2. Vérifications de l'état limite d'ouverture de fissuration (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

3. L'état limite de déformation : (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

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 à l'utilisation. Toutes fois, l'article précise qu'on peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions ci-dessous sont réunies.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : la hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M₀ : moment isostatique

L : la portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion

b₀ : largeur de nervure.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{1}{15} \times \frac{6.4}{8.56} = 0,0498 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{St}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_{St}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0109 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III-3-Calcul de la dalle de la salle machine :

III-3-1-Introduction :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), de surface égale à ($1.80 \times 1.80 = 3.24\text{m}^2$) pouvant charger huit personnes. La charge totale transmise au système de levage par la cabine est de 8 tonnes (**80KN**).

La charge d'exploitation $Q = 1\text{KN/ml}$.

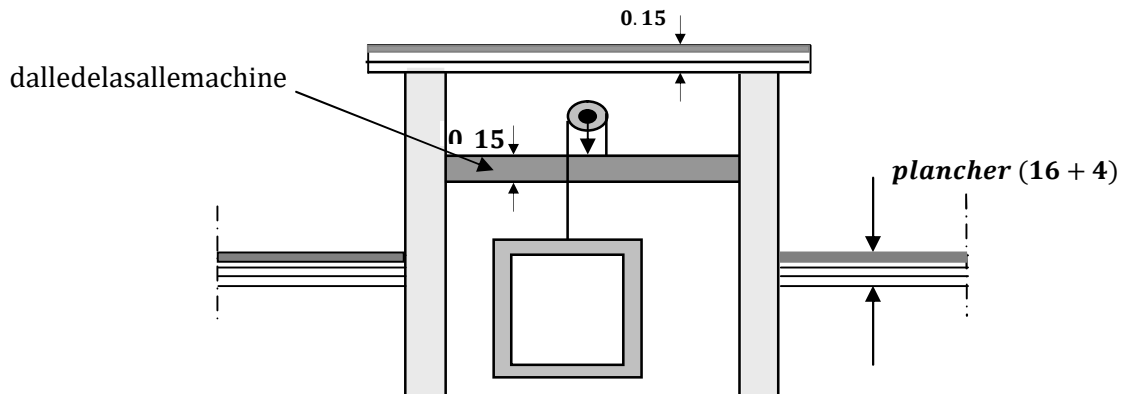


Fig. III-3-1 : Cage de l'ascenseur

III-3-2-Calcul de la dalle pleine du local :

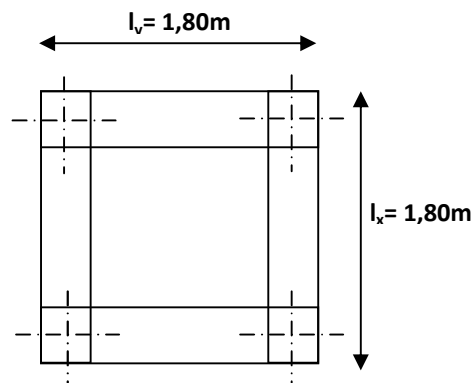
1. Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{cm}$$

ht : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le (RPA99/version2003) ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm.



L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande

portée en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau (Nous avons une dalle carrée, le calcul se fait suivant un seul sens).

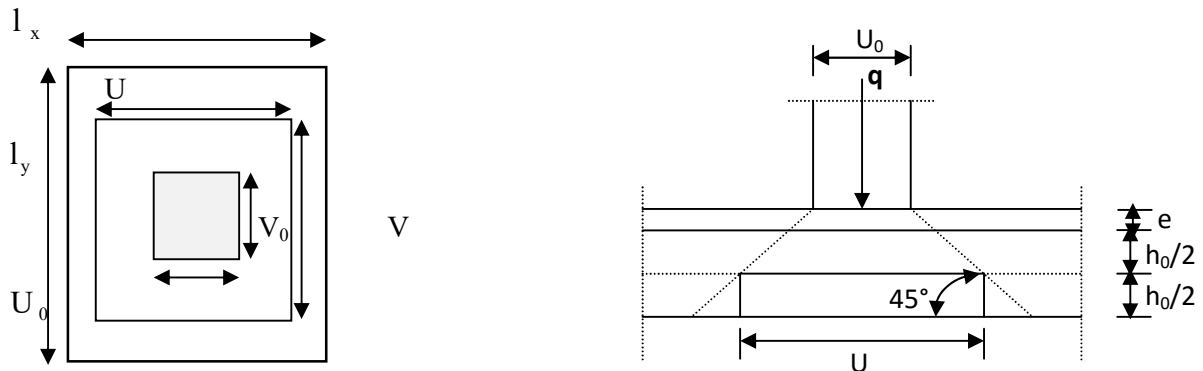


Fig.III – 3 – 2: schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$\rho = \frac{L_x - 1.80}{L_y - 1.80} = 1 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

On a:
$$\begin{cases} \bar{U} = U_0 + 2.K.e_0 + h_0 \\ \bar{V} = V_0 + 2.K.e_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec:

h_0 : Épaisseur de la dalle (**15cm**)

e_0 : épaisseur du revêtement (**5cm**)

$K=1$: Coefficient de remplissage est à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

U_0 et V_0 : coté de rectangle dans la quelle q est centrée, ($U_0 = V_0 = 100\text{cm}$)

On remplace :
$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke_0 + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2Ke_0 + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q(M_1 + \nu.M_2) . \\ M_{y1} = q(M_2 + \nu.M_1) . \end{cases}$$

avec : ν : coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à L'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dus à la charge concentrée.

M_1, M_2 valeurs données par les abaques de **PIGEAUD** en fonction des rapports

suivants : $\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = \frac{1.25}{1.80} = 0.694 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{1.25}{1.80} = 0.694 \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \end{array} \right.$$

Après interpolation : $M_1 = 0,0652$ et $M_2 = 0,0652$

A l'ELU: $v = 0$

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 108 \times 0,0652 = 7,04 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,0652 = 7,04 \text{ KN/m}$$

3. Calcul des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x^2 \end{array} \right.$$

Avec:

μ_x, μ_y : des coefficients donné en fonction de ρ

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

- **Poids propre** : $G = 0,15 \times 1 \times 25 + 20 \times 0,05 = 4,75 \text{ KN/ml}$
- **Charge d'exploitation** : $Q = 0 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = [1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1] \times 1 \text{ m} = 7,913 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où: } M_{x2} = 0,0368 \times 7,913 \times (1,8)^2 = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,943 \times 1,00 = 0,94 \text{ KN.m}$$

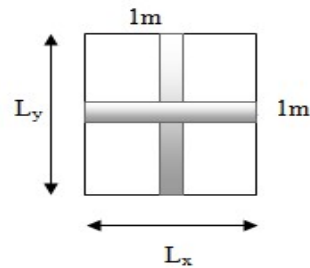


Fig. III-3-3: Schéma d'une dalle travaillant dans les deux sens)

4. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.04 + 0,943 = 7.983 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.04 + 0,943 = 7.983 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

III-3-3-Ferraillage de la dalle :

Il se fera à l'Etat limite ultime pour une bande de 1m de largeur en flexion.

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_x = 0,3 \times 7.983 = 2.39 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Avec : } c=3\text{cm} \rightarrow d = h-c = 15-3 = 12\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{2.39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,012 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.39 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,577 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7.98 = 6.78 \text{ KN.m.}$$

Avec : $c=3\text{cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{6.78 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,033 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.78 \times 10^3}{0,983 \times 12 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

III3-4- Vérification à L'ELU :**1. Condition de non fragilité :(Art A-4-2-1 du BAEL91)**

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale de béton.

W_0 : taux d'aciers minimal=0.0008 pour (acierHAFeE400) $\Rightarrow W_0 = 0.8\%$

$$A_{min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b \times h$$

$$A_{min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3-1] 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPA} \}$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

On a : $P_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ kn/ml}$

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{80}{2 \times 1.25 + 1.25} = 21.33 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{80}{3 \times 1.25} = 21.33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21.33 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 \times 25 = 3.25; 5 \text{ MPA} \} = 3.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

3. Ecartement des barres : (Art A-8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

✓ Armatures // à l_x : $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition}$
vérifiée.

✓ Armatures // à l_y : $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition}$
vérifiée.

4. Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_{\max} = \frac{h}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

5. Condition de non poinçonnement : (BAEL 91 Art 5.2.42).

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite:

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuille moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.25 + 1.25) = 5 \text{ m}$$

$$P_u = 80 \leq 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

III-3-5- Vérification à l'ELS :

1. Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS : $\nu = 0.2$

$$M_1 = 0,0795 \quad , \quad M_2 = 0,0585$$

$$M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,0795 + 0,2 \times 0,0585) = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,0585 + 0,2 \times 0,0795) = 5.95 \text{ KN.m}$$

2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.75 + 0 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0442 \times 4.75 \times (1.80)^2 = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 0.68 = 0.68 \text{ KN.m.}$$

3. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.29 + 0.68 = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.95 + 0.68 = 6.63 \text{ KN.m.}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 sur appuis pour tenir compte de la continuité des voiles.

Sens x-x :

Moment aux appuis : $M_a = 0.3 \times 7.97 = 2.391 \text{ KN.m}$

Moment en travées : $M_t = 0.85 \times 7.97 = 6.774 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Moment aux appuis : $M_a = 0.3 \times 6.63 = 2.032 \text{ KN.m}$

Moment en travées : $M_t = 0.85 \times 6.63 = 5.635 \text{ KN.m}$

III-3-6-Vérification des contraintes de compression du béton :(Art A-4 .5.2 BAEL91)

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Sens x-x :

➤ **Aux appuis :** $M_a = 2.391 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow k_1 = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0.933 \text{ avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.391 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 106.248 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 106.248 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.017 \times 106.248 = 1.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** $M_t = 6.774 \text{ KN.m}$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow k_1 = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0.933 \text{ avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.774 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 301.014 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 301.014 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.017 \times 301.014 = 5.117 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : les conditions sont vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

III-3-7 Etat limite d'ouverture des fissurations : (BAEL99 Art4-5-32)

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-8- Vérification de la flèche:

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_t}{l_x} &= \frac{15}{180} = 0,083 \\ \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} &= \frac{6,78}{20 \times 7,97} = 0,043 \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = 0,083 > 0,043 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0017 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

III-3-9- Ferrailage de la dalle de la salle machine :

Le ferrailage de la salle machine est comme suit :

➤ **En travées :**

4HA8 , S_t=25cm

➤ **En appuis :**

4HA8, S_t=25cm

III-4- Les balcons :

III-4-1-Introduction :

Les balcons, sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d’environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

L’épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Leurs épaisseurs sont déjà calculées au chapitre précédent. **ep =15cm.**

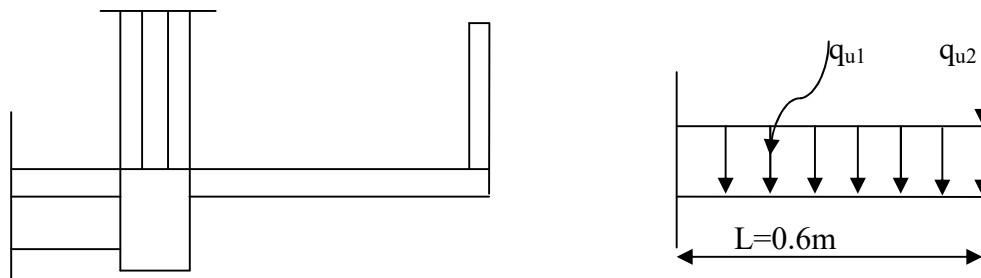


Fig.4-1-Schéma statique du balcon

III-4-2-Détermination des charges et surcharges :

➤ **Charge permanentes :**

- **La dalle**

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0,1	9	0,9
2	Revêtements de carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	20	0,40
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduits plâtre	0,02	10	0,2
Total				6,05

Tableau III-4-1-La charge permanente de la dalle

- **Garde corps**

N°	Composantes	Epaisseur	Poids volumiques (KN /m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	2x0, 02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
Total				1,3

Tableau III-4-2-La charge permanente du garde-corps

➤ **Charge d’exploitation : Q=3.5KN/m²**

III-4-2-Calcul à l'ELU :**Combinaison des charges :****A l'ELU :**

Dalle: $q_{u1} = 1.35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,05 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 13,42 \text{ KN/ml}$

Garde corps: $q_{u2} = 1.35G = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ KN}$

A l'ELS:

Dalle: $q_{s1} = G + Q = (6,05 + 3,5) \times 1 = 9,55 \text{ KN/ml}$

Garde corps: $q_{s2} = G = 1,3 = 1,3 \text{ KN}$

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-1,42 \times (0,6)^2}{2} = -2,416 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge G_1 :

$$M_{qu2} = -q_{u2} \cdot l = -1,755 \times 0,6 = -1,053 \text{ KN.m.}$$

- Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = -3,469 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III-4-3-Le ferrailage à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

1. Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,469}{13,42} = 0,258 \text{ m.}$$

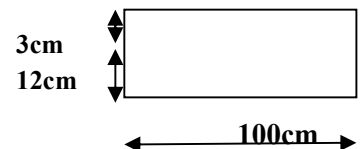
$$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5 \text{ cm}$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,469 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc pas d'armatures comprimées.

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.469 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0.837 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² ; avec un espacement de 25 cm.

2. Armatures de répartition :

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

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² ; avec un espacement de 15cm.

III-4-4-Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 art 4.21) :

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

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

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

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

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99 Art A. 5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} \quad 13.42 \times 0.6 + 1.755 = 9.807 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{9.807 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,082 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.082 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement ; donc il n'y a pas lieu de calculer les armatures transversales.

3. Vérification de d'adhérence (BAEL 91 modifié 99 Art A. 6.1.3) :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{9.807}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 0.723 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.723 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

4. Espacement des barres :

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

Armatures de répartition : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{ 4 h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

5. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi x f_e}{4 x \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 x \psi^2 x f_{t28} = 0,6 x (1,5)^2 x 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$$L_s = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm.}$$

6. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91 modifié99)

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement après l'article (Art A.6.1,253/BAEL91 modifié99) est fixe pour les barres haute adhérence à :

$$L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

7. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)

$$\bar{V}_u = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,12 \times \frac{1}{1,15} = 939,13 \text{ KN.}$$

$$V_u = 9.807 \text{ KN} < \bar{V}_u = 939,13 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III-4-5-Vérifications à l'ELS :

1. Calcul du moment sollicité :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \cdot l = \frac{9,55 (0,6)^2}{2} + 1,3 \times 0,6 = 2,5 \text{ KN.m}$$

2. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 \times 3 \cdot 14 (12 - y) = 0$$

$$\text{On aura cet équation : } 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} y_1 = -3,866 \\ y_2 = 2,924 \end{cases}$$

Vue que $y_2 < 0$ donc on prend : $y = 2.924 \text{ cm}$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot x A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100 \times (2.924)^3}{3} + 15 \times 3.14 (12 - 2.924)^2 = 4713.123 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{2.5 \times 10^6}{4713.123 \times 10^4} \times 2.924 \times 10 = 1.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \end{array} \right. ; \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{I} \cdot \eta (d - y) = \frac{2.5 \times 10^6}{4713.123 \times 10^4} \times 15 (12 - 2.924) \times 10 = 72.213 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation: (BAEL 91 modifié 99 art B 6.5.2)

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{60} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.25 \geq \frac{M_t}{10M_o} = \frac{2.5}{10 \times 2.5} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes, donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

III-5- Les porte à faux :

Les portes à faux de notre bâtiment seront réalisées en corps creux avec des poutrelles préfabriquées. Leurs ferrailages sera le même que celui des planchers d'étages courants, c'est-à-dire pour les poutrelles on adopte 3HA10 en travées et 1HA14 aux appuis avec bien sûr un treillis soudé($\phi 6$ de TLE 520) pour la chape en béton armé.

III-6- Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escaliers :

- **Escalier droite** : pour les étages courants, étage de service et rez de chaussé à deux volées. On va étudier l'escalier la plus défavorable, escalier de l'étage courant.

III-6-1- Etages courants et étages de service:

On a :

- g** : la largeur de marche (giron).
- h** : hauteur de contre marche.
- e** : épaisseur de la paillasse et le palier.
- H** : hauteur de volée.
- L** : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

- ✓ **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- ✓ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm.
- ✓ **Le giron** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- ✓ **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.
- ✓ **La paillasse**: est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- ✓ **L'embranchement**: représente la largeur de la marche.
- ✓ **Le palier** : est l'élément intermédiaire entre deux volées.

1. Pré-dimensionnement :

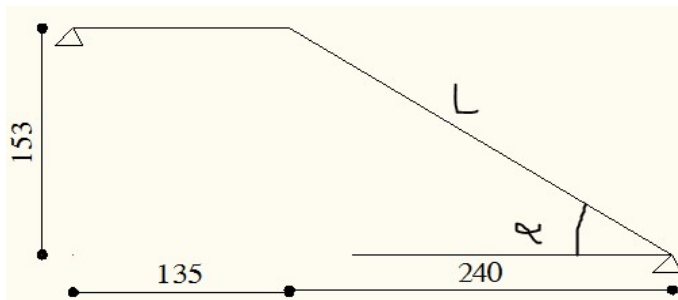
Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

- **n** : Le nombre de contre marches est égale à : $n = \frac{H_t}{h}$
- **m** : Le nombre de marches g est pris alors : $m = n - 1$

2. Le schéma statique d'escalier :



On a : $H_t = 306\text{cm}$

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

$n = \frac{306}{17} = 18$ contre marches \rightarrow On prend 9 contre marches par un volée
 $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

➤ Relation de BLANDEL :

$59 \leq g + 2 \times 17 \leq 66\text{cm} \rightarrow 25 \leq g \leq 32\text{cm}$

On prendra $g = 30\text{cm}$

➤ Vérification de la loi de BLONDEL :

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

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

➤ La paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et celle du palier est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec : L_{rv} : longueur réelle de volée.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H - 153}{L_1 - 240} = \rightarrow \alpha = 0.375$$

Donc la paillasse est inclinée d'un angle $\alpha = 32.52$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_1}{L} \rightarrow L = \frac{L_1}{\text{cos } \alpha} = 284.69\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{(284.69 + 135)}{30} \leq e_p \leq \frac{(284.69 + 135)}{20} \Rightarrow 14\text{ cm} \leq e_p \leq 21\text{cm}$

Soit : $e_p = 18\text{cm}$

a. Détermination des sollicitations de calcul :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse. Le calcul s'effectuera en flexion simple pour un mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

1. Charges permanentes :

➤ La volée :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.18}{\cos 32.52} = 5.34$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times e_p}{2 \times 1ml} = \frac{25 \times 0.18}{2 \times 1ml} = 2.25$
Carrelage	0,02x20=0,40
Mortier de pose	0,02x18=0,36
Lit de sable	0,03x20=0,60
Poids propre du garde corps	0,20
	G =9 .15

Tableau III-6-1-Charges totale de volée

➤ Le palier :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02x20=0,40
Mortier de pose	0,02x18=0,36
Lit de sable	0,03x20=0,6
Poids propre de palier	25x0.18=4.5
	G=5.86

Tableau III-6-2-Charges totale de Le palier

2. **charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est :

- ✓ Palier : $Q_1=2,5 \times 1=KN/ml.$
- ✓ Paillasse : $Q_2=2,5 \times 1=KN/ml.$

3. **Combinaison de charge :**

ELU : 1,35G + 1,5Q.

- ✓ Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 5.86 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11.66 KN/ml.$
- ✓ Paillasse : $q_{u2} = (1,35 \times 9.15 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16.1 KN/ml.$

ELS : (G+Q)

- ✓ Palier : $q_{s1} = 5.86 + 2,5 = 8.36 KN/ml.$
- ✓ Paillasse : $q_{s2} = 9.15 + 2,5 = 11.65 KN/ml.$

4. **Calcul des efforts internes à l'ELU :**

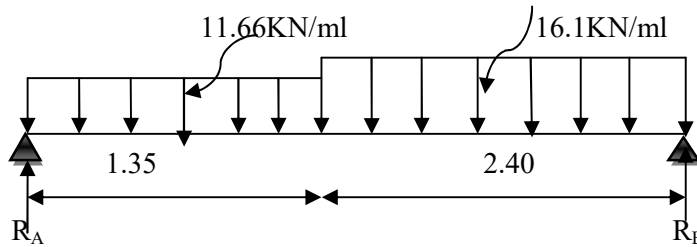


Fig. III-6-1 : diagramme des efforts à l'ELU.

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.66 \times 1.35 + 16.1 \times 2.4 = 54.38 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 54.38 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.35 + 2.40) - 11.66 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} - 16.1 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.35\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29.11 \text{ kN}$$

$$R_A = 25.27 \text{ kN}$$

- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

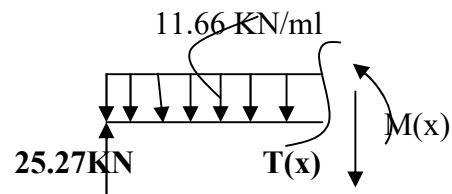
Efforts tranchants :

$$T(x) - 25.27 + 11.66x = 0$$

$$T(x) = -11.66x + 25.27$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(x) = 25.27 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow T(x) = 9.53 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(x) = 25.27 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow T(x) = 9.53 \text{ kN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$M(x) + 11.66 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 25.27(x) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow M(1.35) = 23.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow M(1.35) = 23.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T=0 \Rightarrow X=2.17 \text{ m}$$

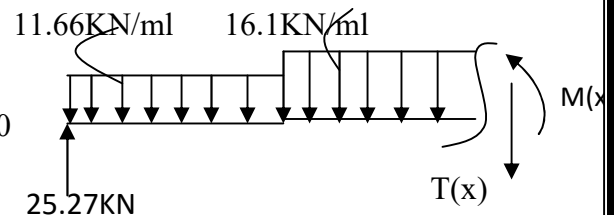
$$M_{\max} = M(2.17) = 27.38 \text{ kN.m}$$

- 2^{eme} tronçon : $1.35 \text{ m} \leq X \leq 3.75 \text{ m}$

Efforts tranchants:

$$T(x) - 25.27 + 11.66(1.35) + 16.1(x - 1.35) = 0$$

$$T(x) = 9.53 - 16.1(x - 1.35)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow T(x) = 9.53 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3.75 \Rightarrow T(x) = -29.11 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.35 \Rightarrow T(x) = 9.53 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3.75 \Rightarrow T(x) = -29.11 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant : $0 \leq X \leq 2.40 \text{ m}$

$$M(x) + 16.1 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 29.11(x) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.40 \Rightarrow M(2.40) = 23.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.40 \Rightarrow M(2.40) = 23.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = \Rightarrow T=0 \Rightarrow X=1.94\text{m}$$

$$M_{\max} = M(1.94) = 26.18\text{KN.m}$$

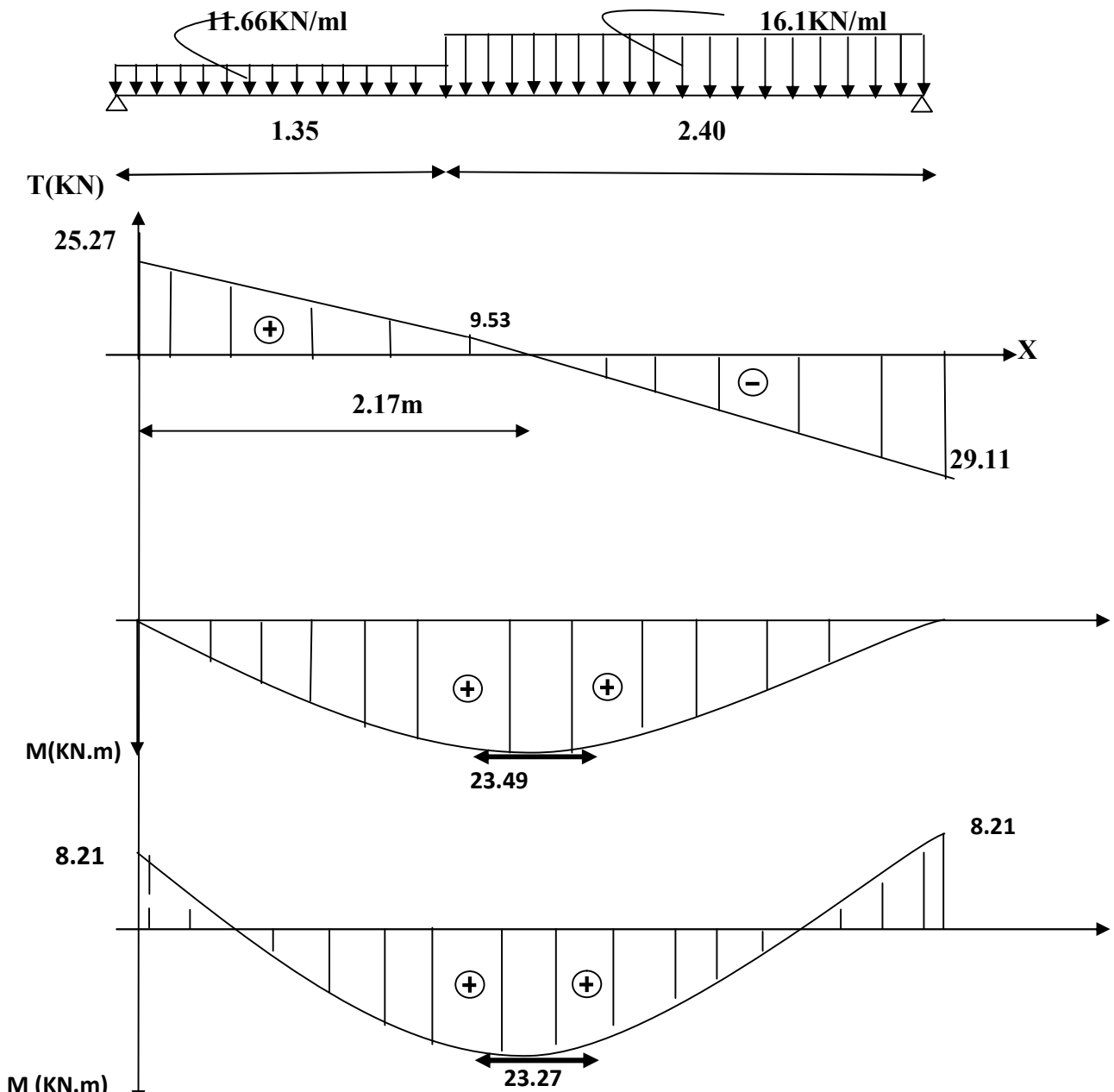
Remarque :

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 27.38 = 23.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 27.38 = -8.21 \text{ KN.m}$$

5. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



III-6-2-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

b. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ **Aux appuis :** $M_{u,ap} = 8.21 \text{KN.m}$

-Armature principale :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2}{1 \times 1,5} = 11,33 \text{MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u,ap}}{bd^2 f_{dc}} = \frac{8,21 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_a = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{u,ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,21 \times 10^3}{0,987 \times 15 \times 348} = 1,59 \text{cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{cm}$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{u,ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{cm}^2$$

On opte pour : $A_r = 4 \text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{cm}$

➤ **En travée :** $M_{u,tr} = 23,27 \text{KN.m}$

-Armature principale :

$$\mu_a = \frac{M_{u,tr}}{bd^2 f_{dc}} = \frac{23,27 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,072 \quad \mu_a = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{tr} = \frac{M_{u,tr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,27 \times 10^3}{0,963 \times 15 \times 348} = 4,63$$

On opte pour : $A_{tr} = 5 \text{HA} 12 = 5,65 \text{cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{cm}$

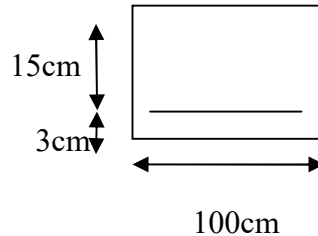
-Armature de répartition :

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

On opte pour : $A_r = 4 \text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{cm}$

c. Les vérifications à l'ELU :**1. Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1/BAEL91).**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :



$$A_{\text{adopte}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 0,1}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_{\text{uap}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- **En travée :** $A_{\text{utr}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition est vérifiée.

2. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.22/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91/Art .A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29,11 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,194 \text{ MPa}$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 29,11 \text{ KN}$$

Pour fissuration non préjudiciables:

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

$$0,194 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Influence sur le béton (BAEL 91/Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0,9d = 13,5 \text{ cm}$

$$T_u = 29,11 \text{ KN} \leq 0,4 \times 100 \times 13,5 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 900 \text{ KN}$$

$$T_u = 29,11 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier : (BAEL 91/Art 5.1.321)

$$A_a \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9d} \right) \frac{1,5}{f_e}$$

$$A_a \geq \left(29,11 + \frac{8,21}{13,5} \right) \frac{1,5}{400} = 0,111 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,111 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

4. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

avec : Ψ_s : coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } : \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.11 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.144 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.144 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement de barres longitudinal.

5. Ancrage des barres aux appuis :

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s^2 = 1.5$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Les règles de **BAEL 91** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à **0,4.l_s** pour les aciers **HA**

$$l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 17 \text{ cm.}$$

6. Espacement des barres :

$$\text{Armatures principales : } S_{t \max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

d. Calcul des efforts interne à l'ELS:

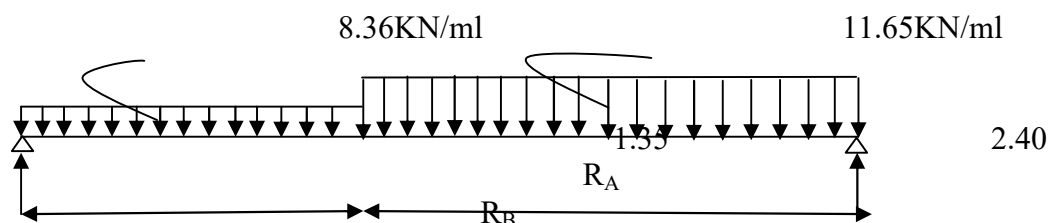


Fig. III-6-3: diagramme des efforts à l'ELS.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.36 \times 1.35 + 11.65 \times 2.4 = 54.38 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 39.246 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1,35 + 2,40) - 8.36 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2} - 11.65 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,35\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 21.04 \text{KN}$$

$$R_A = 18.21 \text{KN}$$

• **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

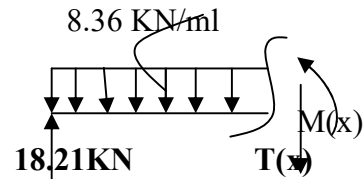
- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$**

Efforts tranchants :

$$T(x) - 18.21 + 8.36X = 0$$

$$T(x) = -8.36X + 18.21$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow T(x) = 18.21 \text{KN} \\ \text{Pour } x = 1.35 & \Rightarrow T(x) = 6.924 \text{KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$

$$M(x) + 8.36 (x^2/2) - 18.21 (x) = 0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,35 & \Rightarrow M(1,35) = 16.96 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = \Rightarrow T=0 \Rightarrow X=2.17\text{m}$$

$$M_{\max} = M(2.17) = 19.83 \text{KN.m}$$

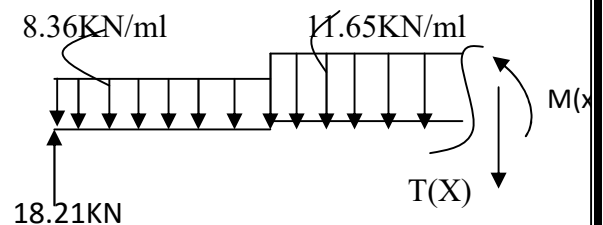
- **2^{eme} tronçon : $1,35\text{m} \leq X \leq 3,75\text{m}$**

Efforts tranchants:

$$T(x) - 18.21 + 8.36 (1,35) + 11.65 (x - 1,35) = 0$$

$$T(x) = 6.92 - 11.65 (x - 1,35)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,35 & \Rightarrow T(x) = 6.92 \text{KN} \\ \text{Pour } x = 3,75 & \Rightarrow T(x) = -21.04 \text{KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant : $0 \leq X \leq 2.40\text{m}$

$$M(x) + 11.65 (x^2/2) - 18.21 (x) = 0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 2,40 & \Rightarrow M(2,40) = 10.15 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = \Rightarrow T=0 \Rightarrow X=1.94\text{m}$$

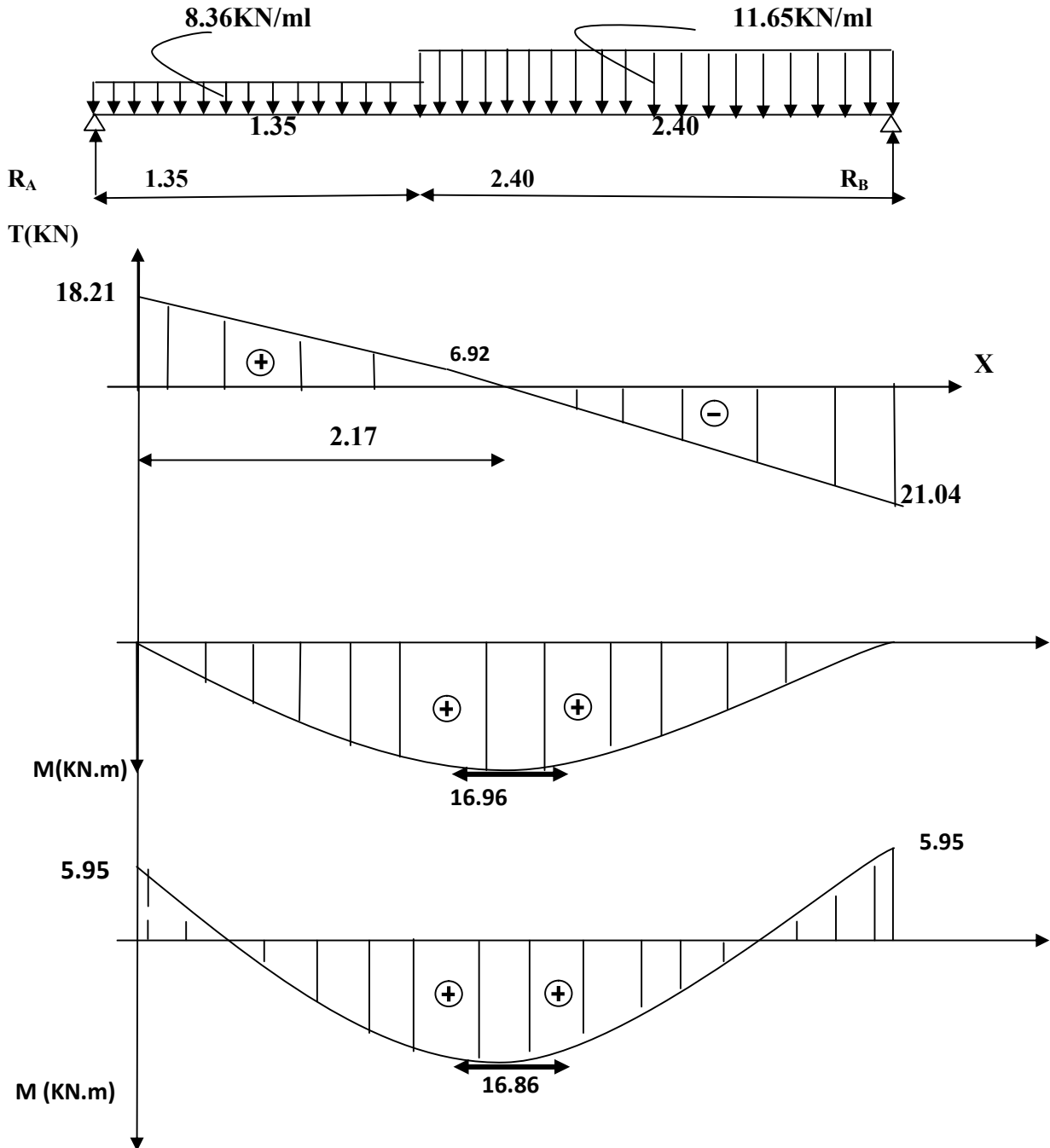
$$M_{\max} = M(1.94) = 13.43 \text{KN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{travée} = 0,85 \times 19,83 = 16,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = - 0,3 \times 19,83 = -5,95 \text{ KN.m}$$



III.6-4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

e. Vérification à L'ELS :**1. Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.377 \Rightarrow K_1 = 37.63 \text{ et } \beta_1 = 0.905$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16.86 \times 10^3}{0.905 \times 15 \times 5.65} = 219.82 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.82}{37.63} = 5.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.209 \Rightarrow K_1 = 52.57 \text{ et } \beta_1 = 0.926$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.95 \times 10^3}{0.923 \times 15 \times 3.14} = 136.86 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{136.86}{52.57} = 2.603 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à L'ELU sont suffisantes.

2. Vérification de la flèche :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (18 cm).

L : portée entre nus d'appuis (L = 370 cm).

M_t : moment max en travée (M_t = 16 .86KN.m).

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{370} = 0,0486 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B₀ : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 17471.25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{17471.25}{1884.75} = 9.269 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.269 = 8.731 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A - c)^2 = \frac{100}{3}(9.269^3 + 8.731^3) + 15 \times 5.65(8.731 - 3)^2 = 51519.54 \text{ cm}^4$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{11.65 \times (3.70)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 51519.54} = 0.051 \text{ cm}$$

$f = 0,051 < \bar{f} = 0.74$ La flèche est vérifiée.

III-7- Poutre palière:**III-7-1-Introduction:**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastree à ses deux extrémités dans les poteaux. Sa portée max est de 2,85m.

On choisit la poutre palière du RDC et on adopte la même pour les étages courants.

III-7-2-Pré -dimensionnement:**Hauteur:**

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

Avec :

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2.85\text{m} \Rightarrow \frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$$

Donc: $19\text{cm} \leq h \leq 28,5\text{cm}$

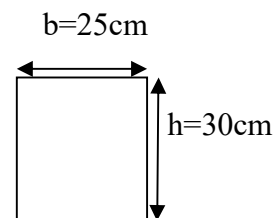
Compte tenu des exigences de RPA (Art7.5.1), on opte pour: $h_t = 30\text{cm}$

Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25[\text{cm}]$$



Donc : la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

III-7-3-Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre palière : $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875\text{KN/ml}$

Réaction de palier à l'ELU : $R_u = 25,27\text{ KN}$

Réaction de palier à l'ELS : $R_s = 18,21\text{ KN}$

Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + \frac{2.T_u}{L} = 1,35 \times 1,875 + \frac{2 \times 25,27}{2,85} = 20,264\text{KN/ml}$$

$$q_u = 20,264\text{KN/ml}$$

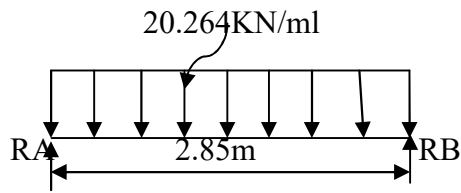


Fig.III-7-1: Schéma statique de poutre palière à l'ELU.

III-7-4-Calcul des efforts à L'ELU :

1. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{20,264 \times 2,85}{2} = 28,876 \text{ kN}$$

2. Moment fléchissant :

$$M_0 = M_u^{max}(x) = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20,264 \times (2,85)^2}{8} = 20,575 \text{ kN.m}$$

3. Effort tranchant :

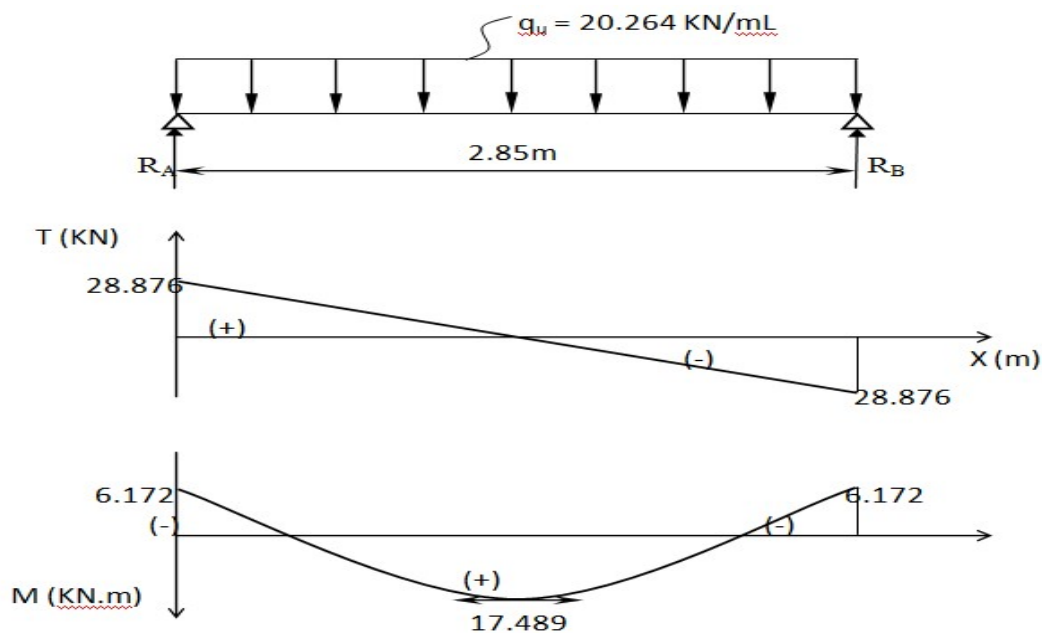
$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{20,264 \times 2,85}{2} = 28,876 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi-encastrement les moments corrigés sont :

$$M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 20,574 = -6.172 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 20,575 = 17.489 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



III.7-2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III-7-4-Calcul des armatures :

$h=30\text{cm}$ $b=25\text{cm}$ $d=27\text{cm}$ $c=2.5\text{cm}$

1. Les armatures principales :

➤ **En appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,172 \times 10^6}{250 \times (275)^2 \times 14,2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.172 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 0.665 \text{cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{cm}^2$

➤ **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,489 \times 10^6}{250 \times (275)^2 \times 14,2} = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,489 \times 10^3}{0.965 \times 28 \times 348} = 1.86 \text{cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

III-7-5-Vérifications à L'ELU :**1. Condition de non fragilité : (BAEL91 modifiée 99 art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.815 \text{cm}^2 < A_a = 2.35 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0.815 \text{cm}^2 < A_t = 3.39 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification au cisaillement: (BAEL91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c2}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28,876}{25 \times 2} = 0.043 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 27 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 405 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 28.876 \text{KN} < 405 \text{KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4. Influence sur les aciers : (BAEL 91 modifiée Art A.5.1.32)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} (28.876 \times 10^3 + \frac{6.172 \times 10^6}{0.9 \times 275}) = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis : (Art A.6.1, 3 ; BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.876 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 94.2} = 1.26 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2.2 ; BAEL 91)

$$\phi_t \leq \min(\phi_l^{max}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(1; \frac{30}{35}; \frac{25}{10}) = \min(1; 0.8; 2.5) = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$:

Donc on adopte $4HA8 = 201 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ (un cadre + étrier) $\phi 8$.

➤ Espacement des armatures transversales : (RPA 99.A.7.5.2.2)

• Zone nodale

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_a; 30) = \min(7.5; 12; 30) = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

➤ Calcul de la longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.83 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.4 \text{ cm}$$

Les armatures comportent des crochets

$$L_c = 0,4 \times l_s = 16.96 \text{ cm.}$$

III-7-6-Calcul à L'ELS :

1. Combinaison de charges :

$$q_s = G + \frac{2 \times T_u}{L} = 1.875 + \frac{2 \times 18.21}{2.85} = 14.65 \text{ KN/ml}$$

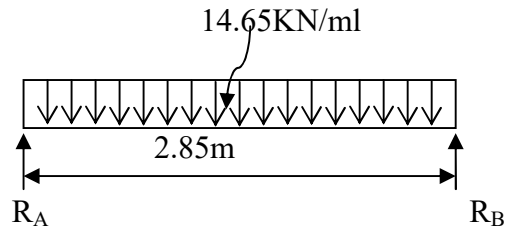


Fig.III-7-3: Schéma statique de poutre palière à l'ELS.

2. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{14.65 \times 2.85}{2} = 20.88 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 20.88 \text{ kN}$$

3. Moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{14.65 \times 2.85^2}{8} = 14.87 \text{ kN.m}$$

4. Effort tranchant :

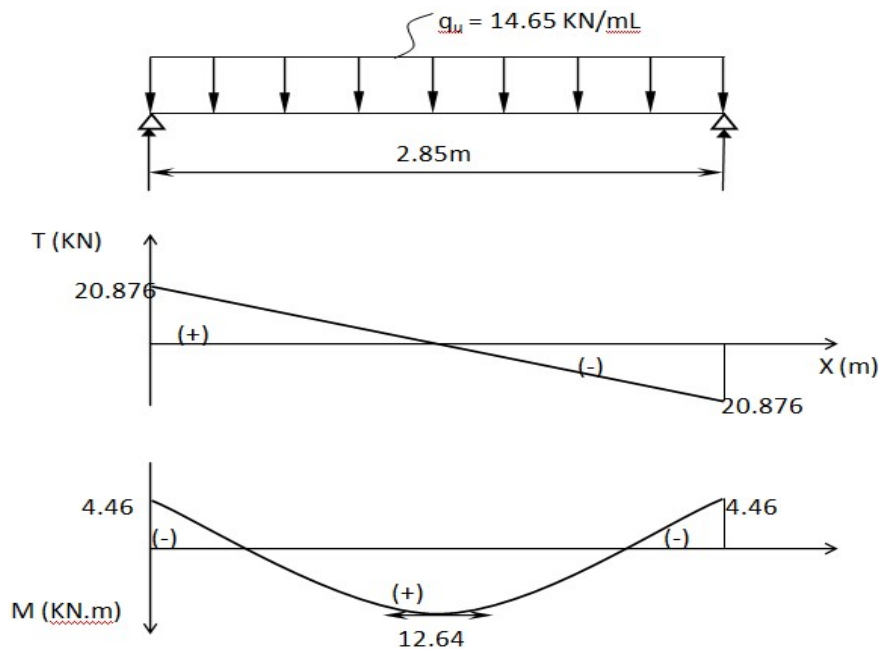
$$T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{14.65 \times 2.85}{2} = 20.87 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 14.87 = -4.461 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 14.87 = 12.64 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



III-7-4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III-7-7- Vérifications à L'ELS :**1. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/ Art. A 4.5.3)**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

2. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91)

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

➤ **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 ; K_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times} = \frac{12.64 \times 10^3}{0.893 \times 27 \times 3.39} = 154.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{154.64}{31.73} = 4.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.35}{25 \times 27} = 0.350$$

$$\rho_1 = 0.350 \Rightarrow \beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.46 \times 10^3}{0.908 \times 27 \times 2.35} = 77.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{77.414}{39.35} = 1.967 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

III-7-8- Vérification de la flèche : (BAEL 91 modifiée 99art. 6.5.2)

On peut dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{285} = 0,105 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.105 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{17.489}{10 \times 2 \cdot 564} = 0.085 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

Chapitre IV

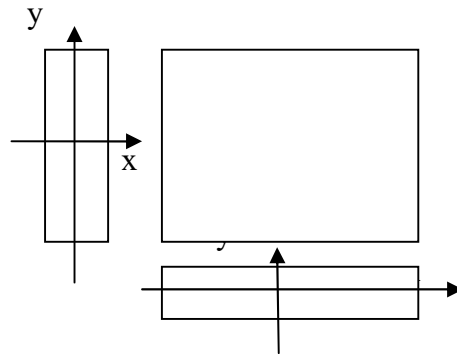
Etude du contreventement

IV-1-Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement, est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

VI-2- Caractéristique géométrique des voiles :**1. Inertie des voiles :****a. Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3 \times L}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)}$$

b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e^3 \times L}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$

Avec :

e : épaisseur des voile

L : longueur du voile dans le sens considéré.

IV-3-Calcul de l'inertie des voiles :**a. Sens transversal (parallèles à Y)**

Voile	L(m)	e(m)	$I_x(m^4)$	Somme (m^4)
4XVT1	1.50	0.2	0.225	0.317
2XVT2	1.40	0.2	0.091	

Tableau.VI-3-1 : Inertie des voiles transversaux.**b. Sens longitudinal (parallèles à X)**

Voile	L(m)	e(m)	$I_y(m^4)$	Somme (m^4)
4XVL1	1.50	0.2	0.225	0.271
VL2	1.40	0.2	0.046	

Tableau-3-2 : Inertie des voiles longitudinaux.**VI-4-Inerties fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes « **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé** » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontale égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à $1 m^4$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

1. Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

La flèche est donnée par la relation suivante: $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$.

Avec :

S_i : Surface du trapèze : $S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h}{3(b_i + b_{i+1})}$

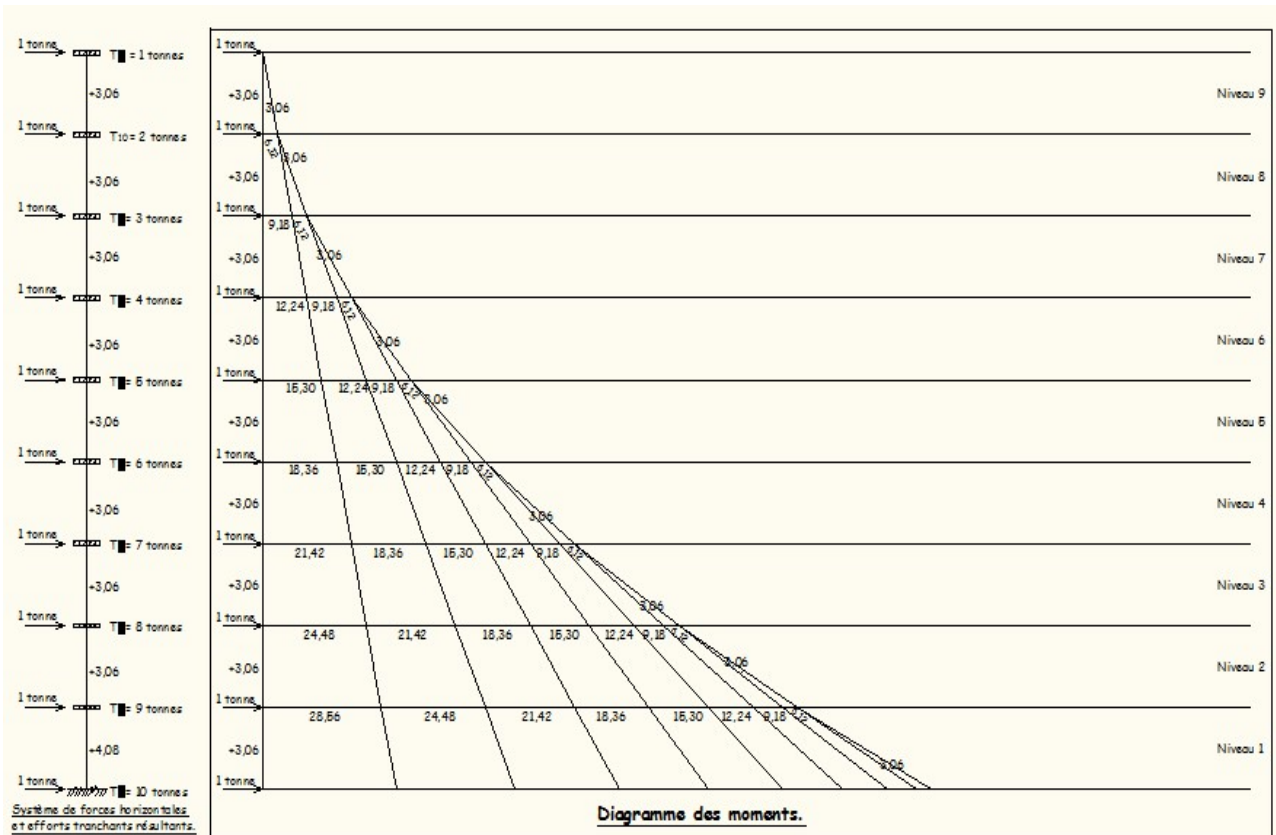
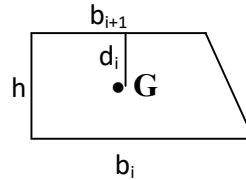


Fig. IV-4-1 : Diagrammes des moments des aires.

Tableau. IV-4-1 : Flèche dans les refends : (méthodes des moments des aires)

Niveaux	H(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m)	d _i	S _i x d _i	∑S _i xdi=EI.f _i
8	3.06	3.06	0.00	4.682	2.04	9.55	31212.939
7	3.06	9.18	3.06	18,727	1.785	33.43	26741.542
6	3.06	18.36	9.18	42,136	1.7	71.63	22303.573
5	3.06	30.6	18.36	74,909	1.658	124.19	17956.945
4	3.06	45.9	30.6	117,045	1.632	191.02	13787.361
3	3.06	64.26	45.9	168,545	1.615	272.20	9907.117
2	3.06	85.68	64.26	229,408	1.602	367.51	6462.436
1	3.06	110.16	85.68	299,635	1.594	477.62	3624.44
RDC	4.08	138.72	110.16	507.715	2.118	1075.34	1075.34

$$F_1 = \frac{I}{EI} S_i d_i = \frac{1075.34}{EI} = 1075.34$$

$$F_2 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i d_i = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 x d_2}{EI} = 3624.44$$

$$F_3 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i d_i = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 x d_3}{EI} = 6462.436$$

$$F_4 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i d_i = 9907.117$$

$$F_5 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i d_i = 13787.361$$

$$F_6 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i d_i = 17956.945$$

$$F_7 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i d_i = 22303.573$$

$$F_8 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i d_i = 26741.542$$

$$F_9 = \frac{I}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i d_i = 31212.939$$

2. Calcul du déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

3. Rotation d'étage :

-La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau encasté au 1^{er} niveau : $E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

-La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$

Avec : $M_n = T_n \cdot xh$

h : Hauteur d'étage considéré.

K_{tn} : raideur des poutres $\Rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\Rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

L : portée libre de la poutre.

M_n : Moment d'étage.

VI-5-Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{F_n}{\Delta_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

$\sum K_{p_n}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

I_{e_n} : Inertie fictive des portiques du niveau « i ».

E : module de Young.

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau « n ».

Δ_n : déplacement des portiques au niveau « i ».

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques au niveau « i »).

F_n : flèche de refend au même niveau « i ».

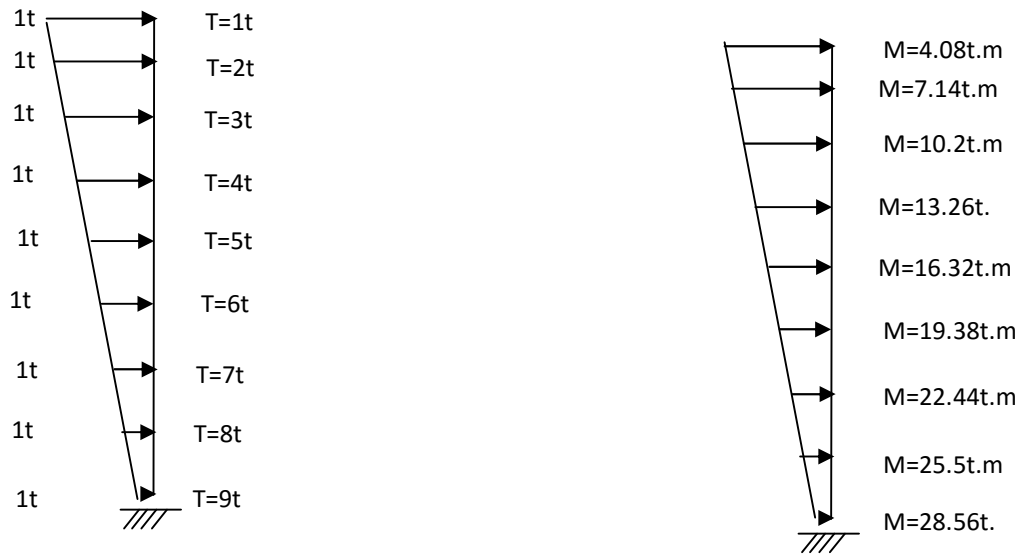


Fig. IV-5-1 : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveau.

Remarque :

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans les tableaux suivants :

a. Sens longitudinal : (Poutre secondaire)

Niveaux	M_n	M_{n+1}	$\sum K_p n$ $\times 10^{-3}$	$\sum K_m$ $\times 10^{-3}$	E_{0n}	$E\psi_n$	$\Delta_i(m)$	$\sum \Delta_i$	$f_i(m)$	$Ie(m^4)$
8	3.06	0	0.22	0.33	386.36	1352.28	4137.98	161784.2	31212.939	0.19
7	6.12	3.06	0.22	0.33	1159.09	3090.9	9458.15	157646.22	26741.542	0.17
6	9.18	6.12	0.22	0.33	1931.82	5022.73	15369.55	148188.07	22303.573	0.15
5	12.24	9.18	0.41	0.33	2704.55	4805.98	14706.3	132818.52	17956.945	0.14
4	15.30	12.24	0.41	0.33	3477.27	6200.66	18974.02	118112.22	13787.361	0.12
3	18.36	15.3	0.7	0.33	4250	6049.34	18510.98	99138.2	9907.117	0.1
2	21.42	18.36	0.7	0.33	5022.73	7186.36	21990.26	80627.22	6462.436	0.08
1	24.48	21.42	0.84	0.33	5795.45	7837.66	23983.24	58636.96	3624.44	0.06
RDC	28.56	24.48	0.84	0.33	5525	8493.56	34653.72	34653.72	1075.34	0.03

a. Sens transversal : (Poutre principale)

Niveaux	M_n	M_{n+1}	$\sum K_{pn} \times 10^{-3}$	$\sum K_{tm} \times 10^{-3}$	$E_{\theta n}$	$E\psi_n$	$\Delta_i(m)$	$\sum \Delta_i$	$f_i(m)$	$I_e(m^4)$
8	3.06	0	0.22	0.8	155.8	1236.99	3785.19	109947.91	31212.939	0.28
7	6.12	3.06	0.22	0.8	478.13	2635.15	8063.56	106162.72	26741.542	0.25
6	9.18	6.12	0.22	0.8	796.87	4114.77	12591.19	98099.16	22303.573	0.23
5	12.24	9.18	0.41	0.8	1115.63	3444.05	10538.79	85507.97	17956.945	0.21
4	15.30	12.24	0.41	0.8	1434.37	4384.75	13417.34	74969.18	13787.361	0.18
3	18.36	15.3	0.7	0.8	1753.13	3779.46	11565.15	61551.84	9907.117	0.16
2	21.42	18.36	0.7	0.8	2071.87	4462.5	13655.25	49986.69	6462.436	0.13
1	24.48	21.42	0.84	0.8	2390.63	4659.82	14259.05	36331.44	3624.44	0.1
RDC	28.56	24.48	0.84	0.8	2762.5	5409.9	22072.39	22072.39	1075.34	0.05

1. Inertie moyennes des portiques :

Tableau. IV-5-1 : Inertie moyennes sens transversale :

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{ey} (m^4)$	0.28	0.25	0.23	0.21	0.18	0.16	0.13	0.1	0.05
I_{moy}	1.59								

Tableau. IV-5-2 : Inertie moyennes sens longitudinal :

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{ey} (m^4)$	0.19	0.17	0.15	0.14	0.12	0.1	0.08	0.06	0.03
I_{moy}	1.04								

2. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Tableau. IV-5-3 : Pourcentage des inerties sens longitudinal:

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	1.04	79.3%
Voiles	0.271	20.7%
Somme	1.311	100%

Tableau. IV-5-4 : Pourcentage des inerties sens transversal :

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	1.59	79.5%
Voiles	0.317	20.5%
Somme	2	100%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par études au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent dans les deux sens.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%** et les voiles dépasse **20%** (tel que prévu par le **RPA**) de l'inertie total de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un **contreventement mixte** d'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3 RPA révisée 2003)

Chapitre V

Modélisation de la structure

avec logiciel ETABS

V-1-Modélisation de la structure :

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux 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.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et du contrôle en un temps réduit.

Pour notre projet nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

V-2-Description du logiciel ETABS :

ETABS (**Extended three dimensions analyses building systems**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieur, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déforme du système, les diagrammes des efforts, les champs des contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- 1-introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
- 2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4-définition des charges (G,Q) et introduction du spectre (E).
- 5- affectation des charges revenant aux éléments.
- 6- introduction des combinaisons d'actions.
- 7- affectation des masses sismiques.
- 8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

V-3-Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



V-4-Étapes de modélisation:

Étape1 :

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

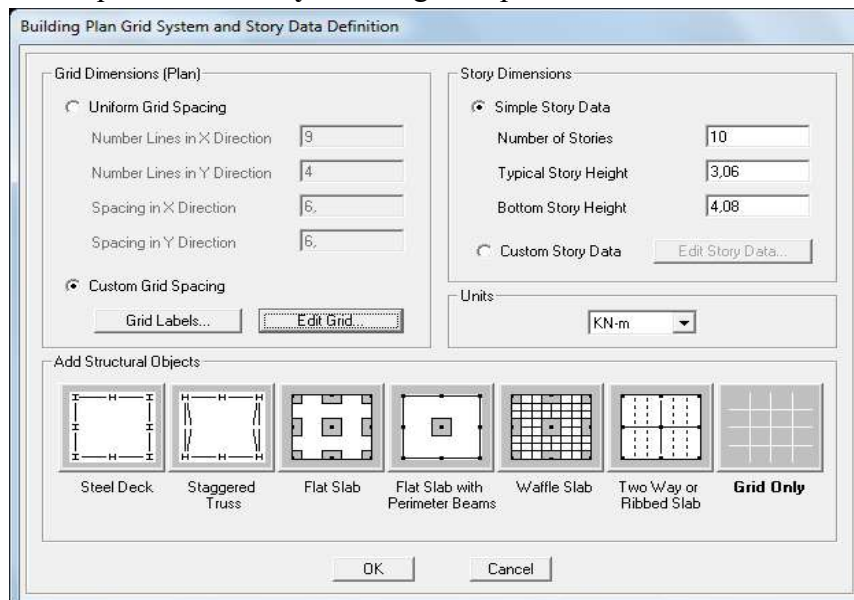
1. Choix des unités:

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



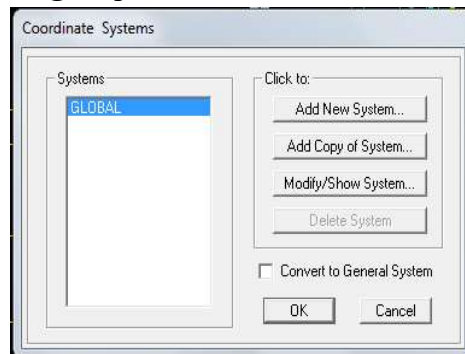
2. Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, **Default** on clique sur **Grid only** afin de grilles puis **OK**

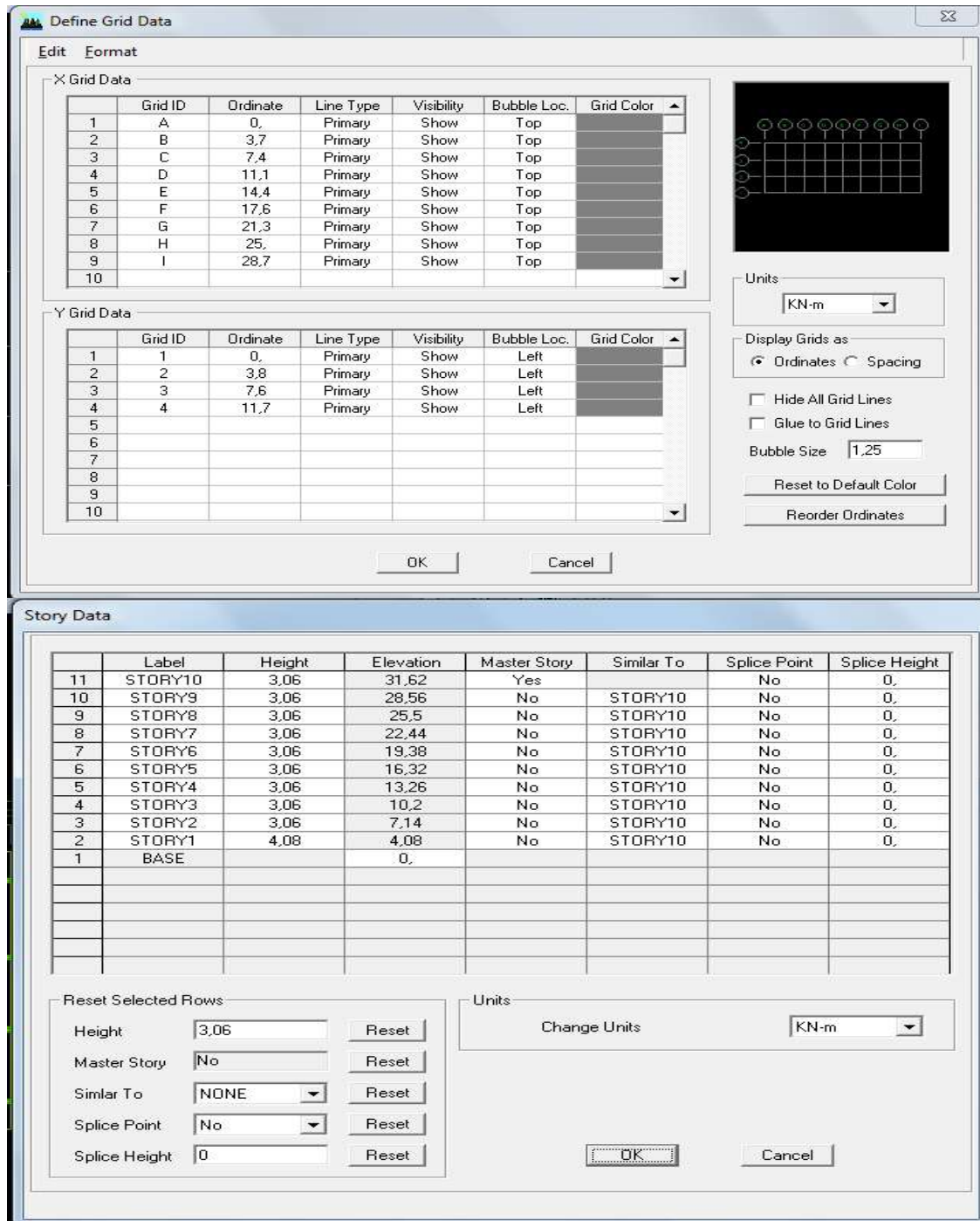


On définit les lignes de construction du modèle (le nombre de travées selon la direction x, selon la direction y et le nombre des étages.

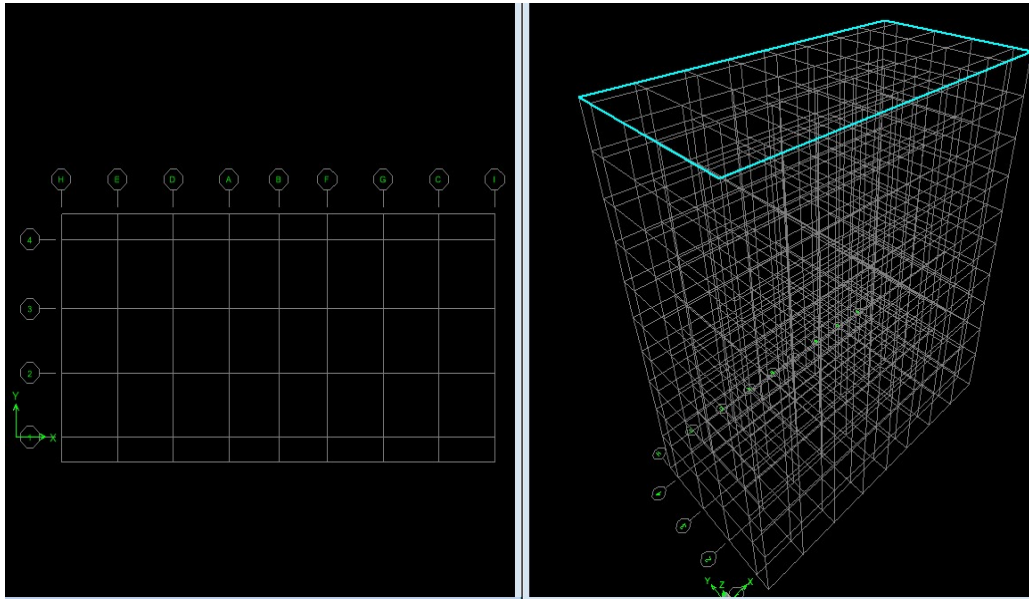
Commande **Edit** ; **Edit grid** puis on aura la commande suivante :



Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage on fait la commande **Edit, Edit Story, insert story** on aura les fenêtres si dessous :



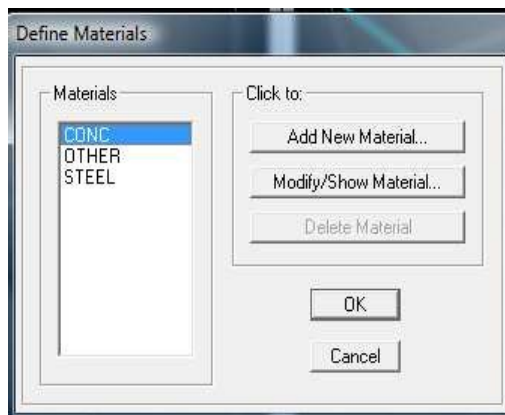
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z



Etape2:

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

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify/ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante:



- Masse per unit volume (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume (Poids volumique du béton)
- Modulus of elasticity (Module de young)
- Specifie concrete comp strength (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)
- ShearReinf,tied stress(contrainte max des aciers transversaux)

Etape3 :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...)

Define puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajoute de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

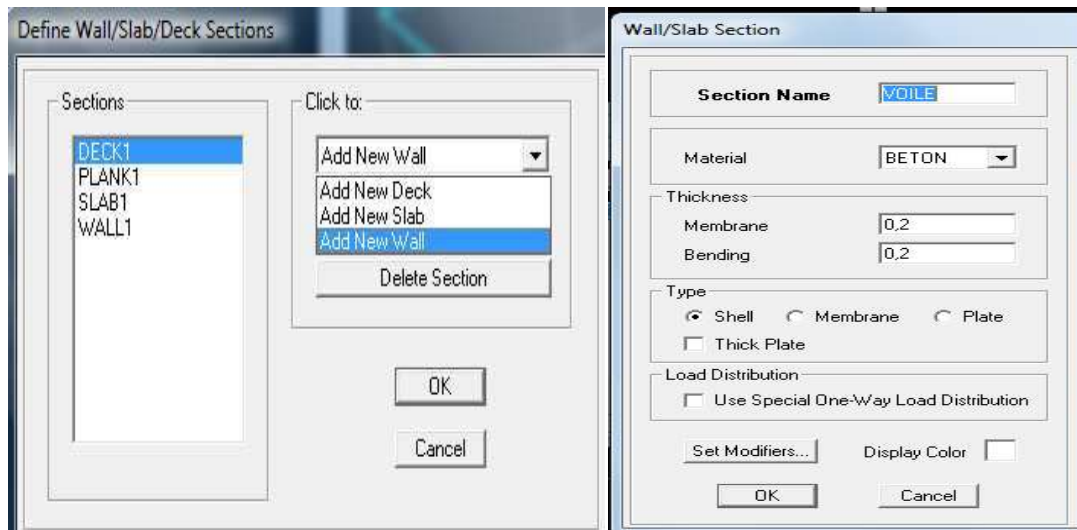
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

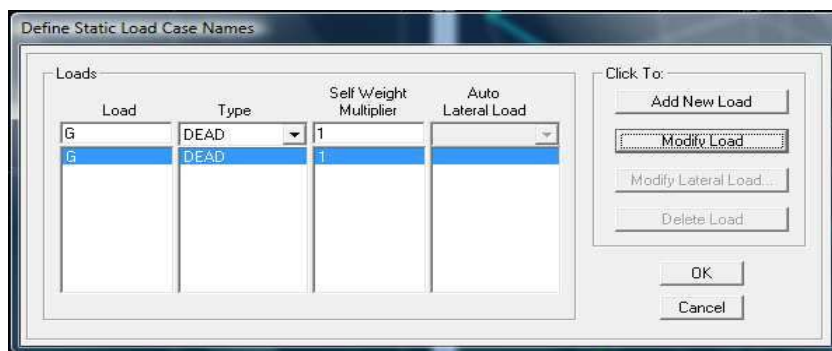
Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

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.

**Etape4:****1. 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** → **static Load Cases**



- **Charges permanentes:**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type: **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) c'est 1

- **Surcharges d'exploitation:**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) c'est 0

2. 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 (**S_a/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone: **Iia** (Zone a sismicité moyenne, du **RPA2003**)

Groupe d'usage:2 (bâtiments courants, voir chapitre3.2 du RPA2003)

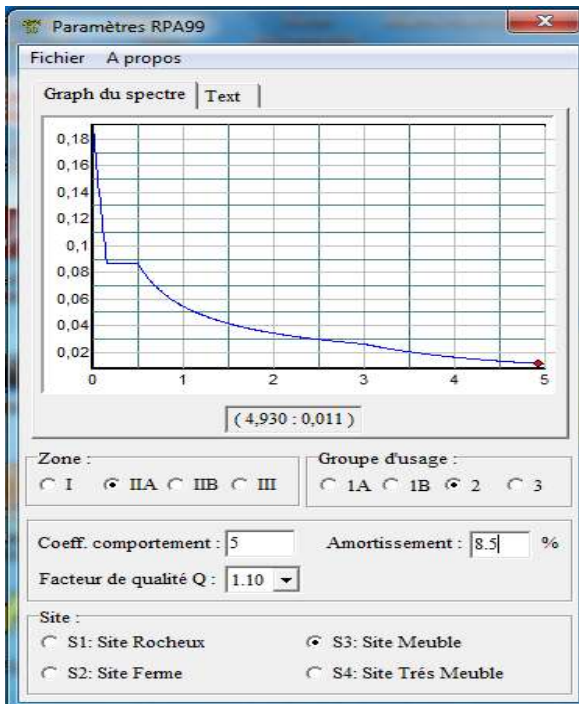
Coefficient de comportement(R) : on prend R=5

Site: S3

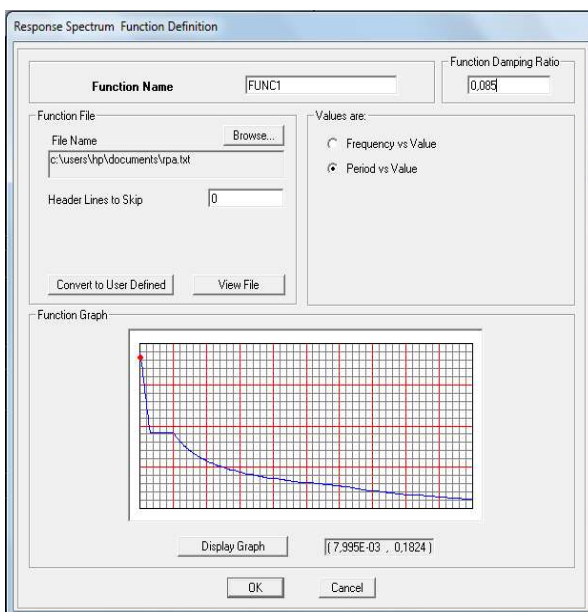
Facture de qualité(Q) : $Q=1+\sum p_p= 1.10$

Coefficient d'amortissement (%)=8.5% (portique auto stable en béton armée avec remplissage dense+voile)

En introduit dans le logiciel les données ans leurs cases respectives, on clique sur texte pour voir les valeurs



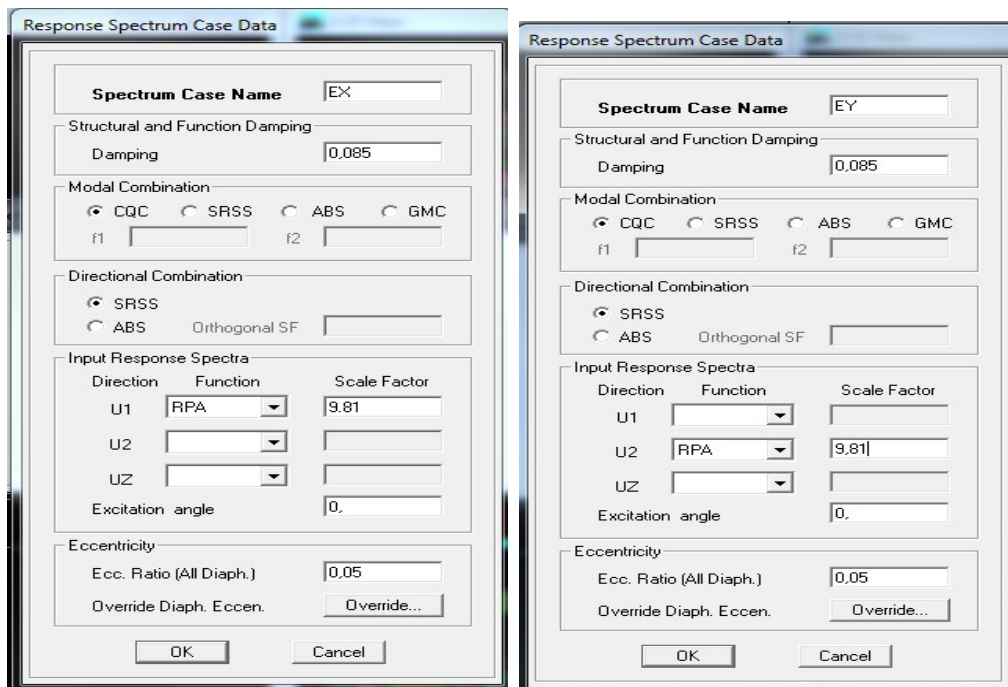
Pour injecte l spectre dans logiciel ETABS on clique sur : **Difine**⇒**Response Spectrum Functions**⇒ **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre):**RPA.**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour ce la on clique sur:

Define ⇒ Reponse spectrum cases ⇒ Add New Spectrum



Etape 5:

Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

1. Combinaisons aux états limites :

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

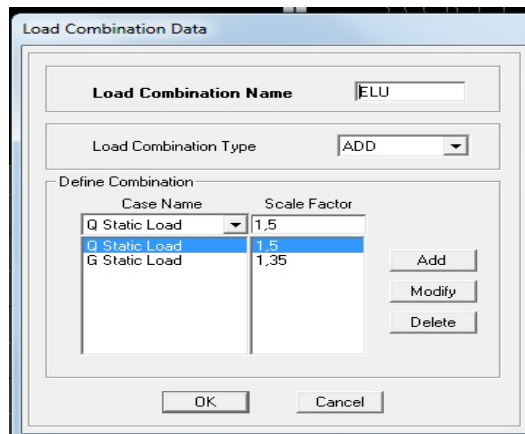
2. Combinaisons accidentelles :

RPA: GQE: G+Q±E

08GE:0.8G±E

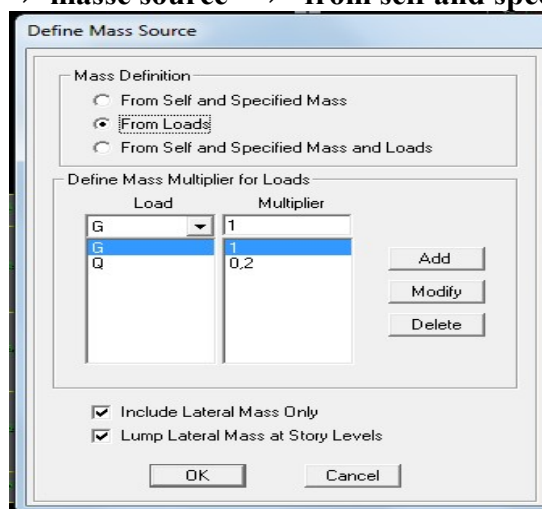
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

Difine ⇒ load combinations ⇒ Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define ⇒ **masse source** ⇒ **from self and specified and load**



Etape 7:

Chargement de la structure:

Les dalles pleines: $G = G_{dp} - (ep_{dalle} \times 25) = 6.05 - 0.15 \times 25 = 2.3 \text{ KN/ml}$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

Plancher terrasse : $G = G_{ter} - (ep_{dalle} \text{ compression} \times 25) = 5.78 - 0.04 \times 25 = 4.78 \text{ KN/ml}$

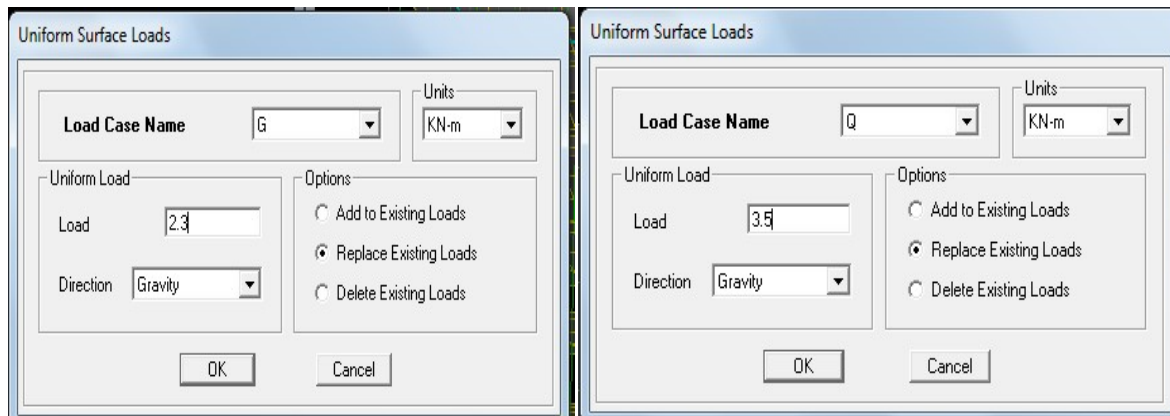
$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant : $G = G_{et} - (ep_{dalle} \text{ compression} \times 25) = 5.26 - 0.04 \times 25 = 4.26 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

1. Chargement de la dalle pleine:

Select ⇒ by wall slab deck ⇒ choisir DP15



2. Chargement des planchers:

C'est la même étape avec la dalle pleine mais ici on va choisir de sélectionner le plancher terrasse et après les planchers étages et introduire leurs valeurs de G et Q

Etape 8 :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

1. Les appuis :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement :

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

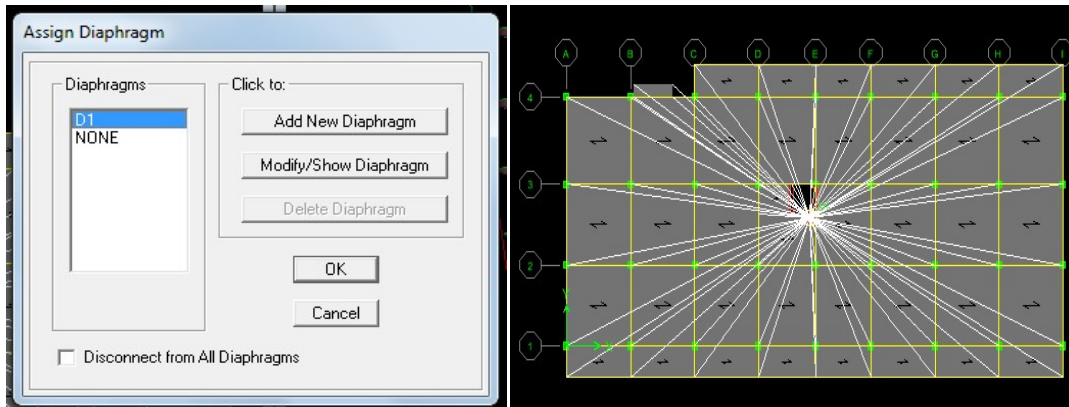


2. Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

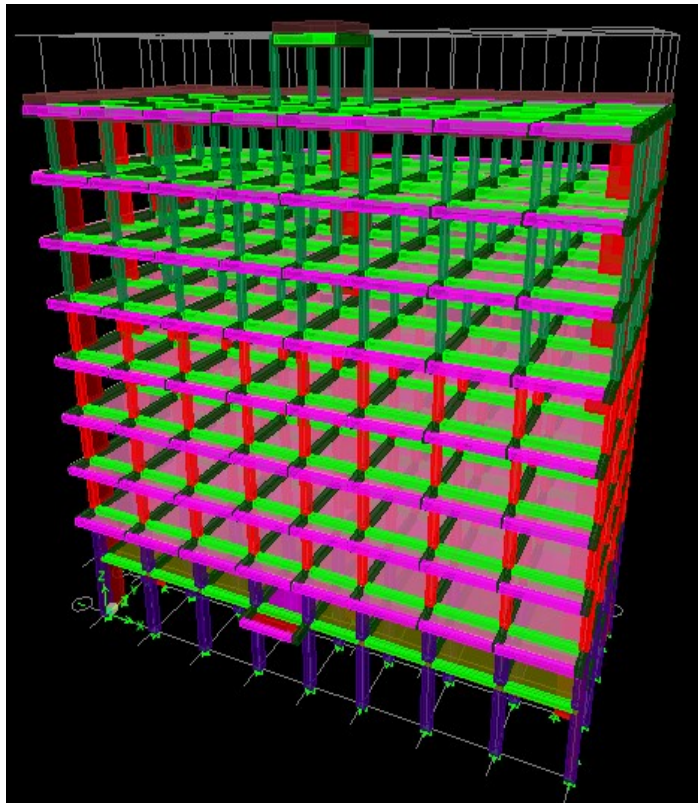
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm**.

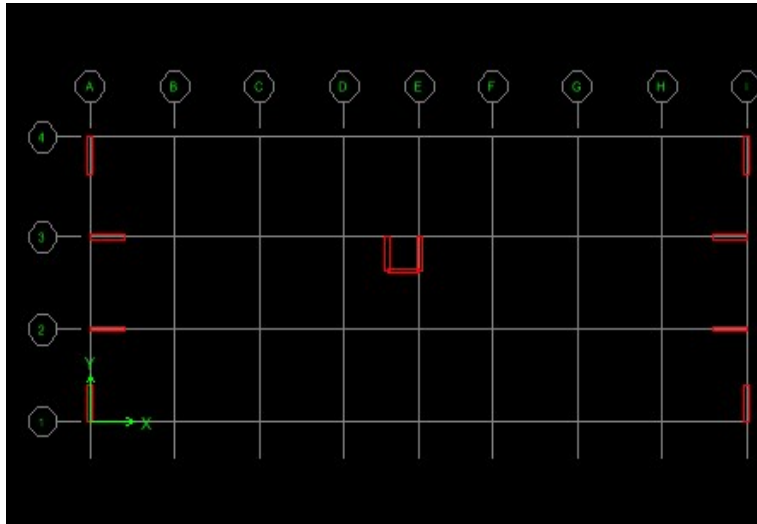


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

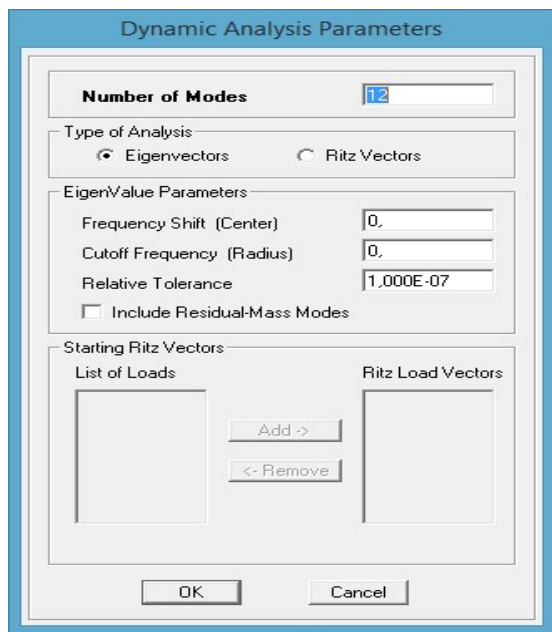


Modèle en 3D de la structure



Implantation des voiles

Analyse ⇒ set Analyse option ⇒ Set Dynamic Parametres ⇒ ok ⇒ écrire le nombre de modes

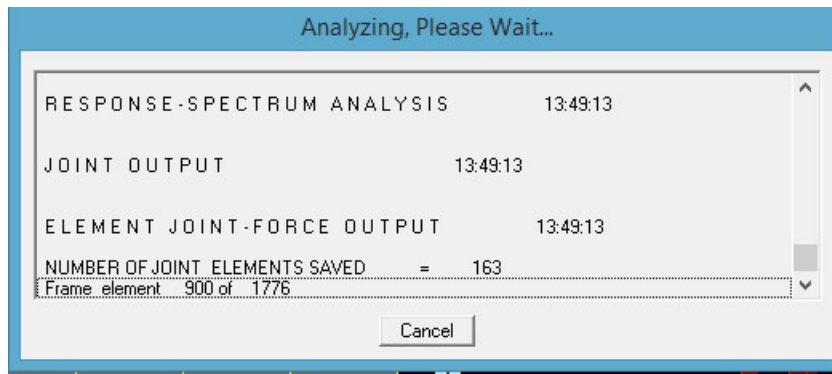


Etape9:

Analyse et visualisation des résultats.

1. Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on clique sur **F5** ou **Analyse** et on sélectionne **Run Analyse**.




Vérification des modes et la période T :

Display ⇒ showtable⇒Modal Information⇒ ok ⇒ Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,996432	73,5019	0,0009	0,0000	73,5019	0,0009	0,0000	0,0025
2	0,887614	0,0044	73,1352	0,0000	73,5064	73,1361	0,0000	98,2545
3	0,793463	0,0021	0,7957	0,0000	73,5084	73,9318	0,0000	1,0707
4	0,313028	14,5695	0,0434	0,0000	88,0779	73,9752	0,0000	0,0001
5	0,284618	0,0646	14,2065	0,0000	88,1425	88,1818	0,0000	0,2804
6	0,252546	0,0011	0,1439	0,0000	88,1436	88,3256	0,0000	0,0028
7	0,154776	4,6035	0,0551	0,0000	92,7471	88,3807	0,0000	0,0031
8	0,143931	0,0310	4,5262	0,0000	92,7781	92,9069	0,0000	0,2727
9	0,137754	0,4277	0,0207	0,0000	93,2058	92,9276	0,0000	0,0012
10	0,133172	0,0187	0,0028	0,0000	93,2245	92,9305	0,0000	0,0003
11	0,132351	0,0023	0,0000	0,0000	93,2268	92,9305	0,0000	0,0000
12	0,131615	0,0000	0,0004	0,0000	93,2268	92,9309	0,0000	0,0001


1. Déformée de la structure :

- Pour avoir la déformation de la structure :

 **Show Deformed Shape**⇒sélectionne une combinaison d'actions ⇒**OK**

2. Diagramme des efforts interne :

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique :

 **Show Member forces/ Stresses Diagram**⇒ **frame/pier/spandrel force** sélectionne une combinaison d'actions⇒choisir **moment 3-3** pour le moment et **shear 2-2** pour l'effort tranchant.

3. Efforts internes dans les éléments barres:

- Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur: **Display ⇒Show tables**

Dans **Element Output**⇒«**Frame Forces**» (Efforts dans les barres)⇒ **Select Case/ comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** ⇒ «**Area forces And Stresses**» et on sélectionne une combinaison d'actions.

4. Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** ⇒ «**Displacements**».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond Au sens xx, et **U_y** au sens yy.

5. Effort tranchant de niveau:

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set3DView** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** ⇒ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

6. Effort tranchant et moment sismique à la base:

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche «**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/ comb**» on choisit «**EX ou EY**».

Chapitre VI

Vérifications aux exigences du

Vérifications aux exigences du **RPA**

VI-1-Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

VI-2- Méthodes de calcul :

Le règlement RPA99 propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

VI-2-1 Méthode statique équivalente :**➤ Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode peut être appliquée, si le bâtiment étudié respecte les conditions de régularité en plan et en élévation, ainsi que les conditions de hauteur.

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation.

Avec : $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa, IIb.

$H \leq 30\text{m}$ en zones III

VI-1-2- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Elle est utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois des comportements utilisés ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

VI-1-3- Méthode d'analyse modale spectrale :**➤ Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendré dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Hypothèses de calcul :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90 %.

VI-3-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \text{ (Art4.3.6. RPA99/Version 2003)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

1. Coefficient d'accélération de zone <<A>> :

Le coefficient <<A>> est donné par le tableau (4-1 RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A=0,15$ (groupe d'usage 2, zone IIa).

2. Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du Système de contreventement.

Mixte Portiques et voiles avec interaction. $R = 5$

3. Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q.$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Sens XX :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau VI-3-1: Valeurs des pénalités à retenir suivant l'axe X

On aura donc :

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) \Rightarrow Q = 1.10$$

Sens YY :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau VI-3-2: Valeurs des pénalités à retenir suivant l'axe Y

On aura donc :

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) \Rightarrow Q = 1.10$$

4. **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »** : Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).

Le facteur d'amplification dynamique est définie comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3) $T_2 = 0.5s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7.$$

Avec: $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages. il est donné par le tableau (4.2 RPA 99/Version2003).

Pour notre cas (contreventement mixte): $\zeta = 8.5 \%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0.82 \geq 7$$

5. Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,996432	73,5019	0,0009	0	73,5019	0,0009	0
2	0,887614	0,0044	73,1352	0	73,5064	73,1361	0
3	0,793463	0,0021	0,7957	0	73,5084	73,9318	0
4	0,313028	14,5695	0,0434	0	88,0779	73,9752	0
5	0,284618	0,0646	14,2065	0	88,1425	88,1818	0
6	0,252546	0,0011	0,1439	0	88,1436	88,3256	0
7	0,154776	4,6035	0,0551	0	92,7471	88,3807	0
8	0,143931	0,031	4,5262	0	92,7781	92,9069	0
9	0,137754	0,4277	0,0207	0	93,2058	92,9276	0
10	0,133172	0,0187	0,0028	0	93,2245	92,9305	0
11	0,132351	0,0023	0	0	93,2268	92,9305	0
12	0,131615	0	0,0004	0	93,2268	92,9309	0

Tableau VI-3-3: la période fondamentale et le taux de participation massique.

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante : $T=C_T \times (h_N)^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 31.62$ m.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003): $C_T = 0.05$.

Remarque

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%.

$$T=0.05 \times (31.62)^{3/4} = 0.667 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T empirique < T analytique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1.3T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T = 1.3 \times 0.667 = 0.87 \text{ sec} \leq T_{\text{analytique}} = 0.99 \text{ sec} \Rightarrow 3^{\text{ème}} \text{ cas}$$

$$\text{Donc : } T = 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = 0.87 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.87 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

D'ou :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.87} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.41$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V_{MSE} = \frac{A \cdot D_T \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.10}{5} \times 30036.99 = 1398.62 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\text{Sens xx : } 80\% V_{MSE} = 1118.09 < V_{\text{xetabs}} = 1411.97 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens yy : } 80\% V_{MSE} = 1118.09 < V_{\text{y etabs}} = 1677.48 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison modale, est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode équivalente V_{MSE} .

VI-4- Calcul des déplacements (Art4.4.3. RPA99/Version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA (Art5.10/Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinale :**

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k} = 0,01 \times H_k$	vérification
TERRASSE 1	5	0,0377	0,1885	0,0105	0,0306	vérifier
TERRASSE	5	0,0356	0,178	0,0175	0,0306	vérifier
ET7	5	0,0321	0,1605	0,0195	0,0306	vérifier
ET6	5	0,0282	0,141	0,022	0,0306	vérifier
ET5	5	0,0238	0,119	0,023	0,0306	vérifier
ET4	5	0,0192	0,096	0,0235	0,0306	vérifier
ET3	5	0,0145	0,0725	0,023	0,0306	vérifier
ET2	5	0,0099	0,0495	0,021	0,0306	vérifier
ETG1SERVICE	5	0,0057	0,0285	0,017	0,0306	vérifier
RDC	5	0,0023	0,0115	0,0115	0,0408	vérifier

Tableau VI-4-1 : déplacements relatives des portiques par niveau.

- **Sens transversale :**

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k} = 0,01 \times h_k$	vérification
TERRASSE 1	5	0,0308	0,154	0,01	0,0306	vérifier
TERRASSE	5	0,0288	0,144	0,0135	0,0306	vérifier
ET7	5	0,0261	0,1305	0,015	0,0306	vérifier
ET6	5	0,0231	0,1155	0,018	0,0306	vérifier
ET5	5	0,0195	0,0975	0,0185	0,0306	vérifier
ET4	5	0,0158	0,079	0,019	0,0306	vérifier
ET3	5	0,012	0,06	0,019	0,0306	vérifier
ET2	5	0,0082	0,041	0,0175	0,0306	vérifier
ETG1SERVICE	5	0,0047	0,0235	0,014	0,0306	vérifier
RDC	5	0,0019	0,0095	0,0095	0,0408	vérifier

Tableau VI-4-2: déplacements relatives des portiques par niveau.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans des deux sens sont inférieurs aux déplacements admissibles.

VI-5-Déplacements maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_K < f = \frac{H}{500}$$

Avec :

f : La flèche admissible.

H : hauteur de bâtiment.

- Sens xx :

$$0.0377 < f = \frac{31.62}{500} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens yy :

$$0.0308 < f = \frac{31.62}{500} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-6-Les excentricités :

Il faut que :

$$e_x \leq 5\%L_x = 0.05 \times 29.15 = 1.46\text{m}$$

$$e_y \leq 5\%L_y = 0.05 \times 14.71 = 0.74\text{m}$$

$$e_x = CM_x - CR_x \leq 5\%L_x = 1.46 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = CM_y - CR_y = X \leq 5\%L_y = 0.74\text{m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

CM : centre de masse.

CR : Centre de torsion.

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$ x_{ccm-xcr} $	$ y_{ccm-ycr} $	5%Lx	5%Ly	Vérification
RDC	14,246	5,847	14,224	5,761	0,022	0,086	1,46	0,71	vérifier
ETG1SERVICE	14,539	5,784	14,253	5,765	0,286	0,019	1,46	0,71	vérifier
ET2	14,546	5,784	14,267	5,775	0,279	0,009	1,46	0,71	vérifier
ET3	14,549	5,784	14,275	5,782	0,274	0,002	1,46	0,71	vérifier
ET4	14,552	5,784	14,28	5,785	0,272	0,001	1,46	0,71	vérifier
ET5	14,555	5,784	14,282	5,784	0,273	0	1,46	0,71	vérifier
ET6	14,558	5,783	14,283	5,781	0,275	0,002	1,46	0,71	vérifier
ET7	14,558	5,783	14,286	5,778	0,272	0,005	1,46	0,71	vérifier
TERRASSE	14,611	5,676	14,292	5,774	0,319	0,098	1,46	0,71	vérifier
TERRASSE 1	12,75	5,7	12,821	5,71	0,071	0,01	1,46	0,71	vérifier

Tableau VI-6-1: Résultats des vérifications

VI-7-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA 99(Art5.9/Version 2003).

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 :

$$\theta = \frac{P_k x \Delta_k}{V_k x h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

V_k : effort tranchant d'étage K.

h_k : la hauteur de l'étage K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau(K) par rapport au niveau (K-1).

STORY	Masse X	VX	Δ_k	Vx.hx	$\theta_x < 0,1$	Masse Y	Vy	Vy.hx	Δ_k	$\theta_y < 0,1$
RDC	17326,29	2446,81	0,0115	9982,9848	0,01995919	17326,29	2491,43	10165,0344	0,0095	0,01619274
ETG1 SERVIC	14275,9	2387,27	0,017	7305,0462	0,03322228	14275,9	2434,32	7449,0192	0,014	0,02683073
ET2	13634,81	2256,65	0,021	6905,349	0,0414651	13634,81	2307,38	7060,5828	0,0175	0,03379454
ET3	10526,15	2080,83	0,023	6367,3398	0,03802239	10526,15	2132,07	6524,1342	0,019	0,03065493
ET4	10132,93	1875,54	0,0235	5739,1524	0,04149112	10132,93	1921,63	5880,1878	0,019	0,03274142
ET5	7024,27	1639,22	0,023	5016,0132	0,03220849	7024,27	1674,46	5123,8476	0,0185	0,0253616
ET6	6734,32	1365,64	0,022	4178,8584	0,03545347	6734,32	1385,03	4238,1918	0,018	0,02860129
ET7	3625,66	1036,53	0,0195	3171,7818	0,02229043	3625,66	1038,87	3178,9422	0,015	0,01710786
TERRASSE	3425,22	611,33	0,0175	1870,6698	0,03204272	3425,22	603,81	1847,6586	0,0135	0,02502652
TERRASSE1	316,56	56,38	0,0105	172,5228	0,01926632	316,56	57,17	174,9402	0,01	0,01809533

Tableau VI-7-1: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

VI-8-Vérification de l'effort normal réduit V :

$$V = \frac{N_d}{BF_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l'effort minimal des poteaux (N_{min} de ETABS).

B : section de poteau.

F_{c28} : résistance de béton.

- Poteau 45x45

$$V = \frac{N_d}{2.5 \times 50^2} = \frac{1626.23}{2.5 \times 45^2} = 0.32 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

Donc on doit redimensionner les poteaux de (45x45) cm^2 à (50 x50) cm^2 .

- Poteau 50x50

$$V = \frac{N_d}{2.5 \times 50^2} = \frac{1626.23}{2.5 \times 50^2} = 0.26 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

- Poteau 40x40

$$V = \frac{N_d}{2.5 \times 40^2} = \frac{1229.2}{2.5 \times 40^2} = 0.30 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Poteau 35x35

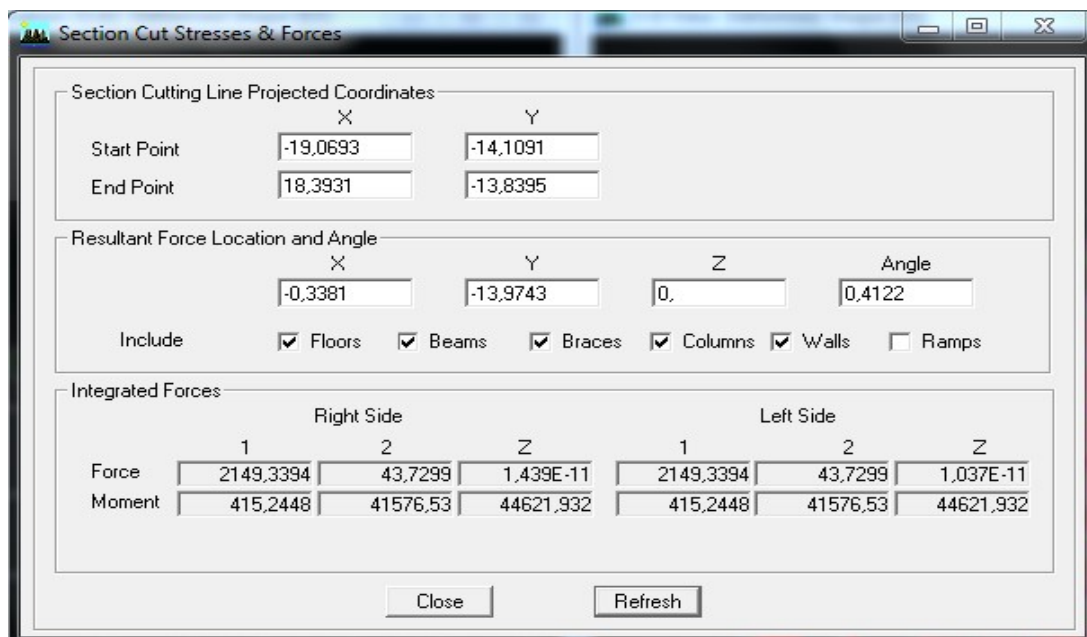
$$V = \frac{N_d}{2.5 \times 35^2} = \frac{874.27}{2.5 \times 35^2} = 0.285 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Poteau 30x30

$$V = \frac{N_d}{2.5 \times 3^2} = \frac{525.8}{2.5 \times 30^2} = 0.234 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI-9-Vérification des efforts :

- **Sous charge horizontale :**



Remarque:

En désélectionnant la case **Wall, beam, column** on aura l'effort repris par les portiques et voiles qui égal a100%.

On désélectionnant la case **Wall**⇒**Refrech** nous aurons l'effort repris par les portiques (poutre-poteaux).

On désélectionnant la case **Wall** et on sélectionne **Beam** et **Column**⇒**Refrech** nous aurons l'effort repris par les voiles.

- ✓ On fait le calcul de pourcentage des voiles et portiques pour définir la nature de la structure.

Selon EX : portiques + voiles = 2149.3394⇒ 100%

Portiques = 575.38⇒ 26.77%

Voiles = 1573.981⇒ 73.23%

Selon EY : portiques + voiles = 2047.1215⇒ 100%

Portiques = 534.09⇒ 26.09%

Voiles = 1513.0094⇒ 73.91%

➤ Sous charge verticale :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-20,6863	-15,0973
End Point	19,1118	-14,7379

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,7873	-14,9176	0,	0,5173

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-7,968E-10	6,913E-08	30036,9999	7,967E-10	-6,913E-08	-28788,52
Moment	617702,98	-464660,8	1,194E-06	-591963,5	445579,57	-1,194E-06

Close Refresh

Selon G :

Portiques + voiles = 30036.9999 ⇒ 100%

Portiques = 25116.94 ⇒ 83.62%

Voiles = 4921.1832 ⇒ 16.38%

Conclusion 1 :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% aux sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Les portiques plus de 25%. Donc notre structure est contreventée par : portique mixte/ voile avec interaction (**Article 3.4 ; 4.b**)

D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3 RPA modifié 2003).

Conclusion 2 :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés.
- L'effort du 2^o ordre est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferraillement de la structure.

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII-1-Introduction :

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35 G+1.5 Q : à l'ELU
- G + Q : à l'ELS
- G + Q + 1.2 E: RPA 2003
- 0.8G + E: RPA 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Situation	béton	Acier				
	γ_b (MPa)	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tableau VII-1-1: caractéristiques mécanique des matériaux

VII-2- Recommandation du RPA 2003 :**1. Les armatures longitudinales(Art.7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de $(0.8\% \times b \times h)$ de la section du béton (Zone IIa).

Poteaux (50x50) : $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$

❖ Le pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

➤ Zone courante :

Poteaux (50x50) : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$

Poteaux (40x40): $A_{max} = 4\%bxh = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteaux (35x35): $A_{max} = 4\%bxh = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteaux (30x30): $A_{max} = 4\%bxh = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

Poteaux (50x50) : $A_{max} = 6\%bxh = 0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$

Poteaux (40x40): $A_{max} = 6\%bxh = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteaux (35x35): $A_{max} = 6\%bxh = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

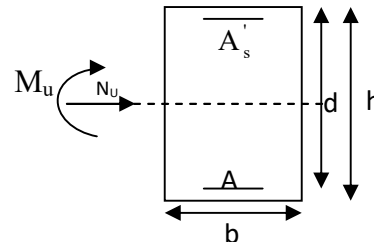
Poteaux (30x30): $A_{max} = 6\%bxh = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

Expose de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SET).



Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

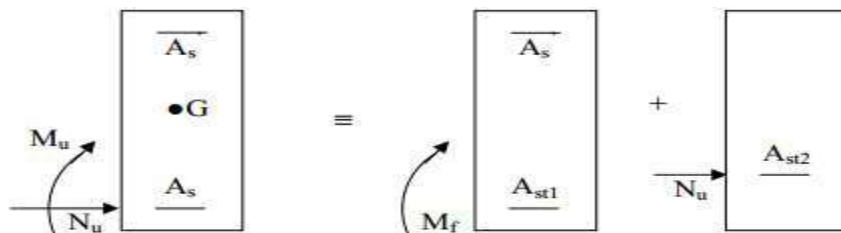
1. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section partiellement comprimée si l'une de deux cas est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \frac{h}{2} - c \\ N_u(d-c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c).b.h^2.f_{bc} \end{cases}$$

M_f : Moment par rapport aux armatures tendues.

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



Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section d'armature réelle est : $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

si $\mu_b > \mu_r = 0.392 \Rightarrow SDA$

Et on calcul :

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

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une SSA.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

La section réelle est :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2. Section entièrement comprimée (SET) :

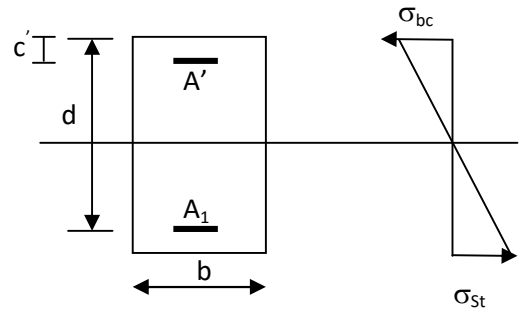
Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures

$$e_u \leq \frac{h}{2} - C$$

Les sections d'armatures sont :

$$A = \frac{N_u x \left(\frac{h}{2} - e_u - c \right)}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{N_u}{\sigma_s} - A$$



VII-3-Calcul de ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait avec un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** »

➤ Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC:

1. Exemple de calcul manuel :

❖ Poteaux 50x50 (ELU) :

$$N_u = -1582.8 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = -0.365 \text{ kN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.078}{1713.03} = 0.0035 \text{ m} \leq \left(\frac{0.50}{2} - 0.03\right) = 0.22 \text{ m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 382.94 \text{ kN.m}$$

On a: $N_u(d-c') - M_f = 1713.03(0.9 \times 0.5 - 0.03) - 382.94 = 336.53 \text{ kN.m}$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot x \cdot f_{bc} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14200 = 511.91 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d-c') - M_f = 336.53 \text{ kN.m} \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 511.91 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{382.94}{0.5 \times (0.47)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.244 \Rightarrow \text{avec: } \beta = 0.858$$

$$\mu = 0.244 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

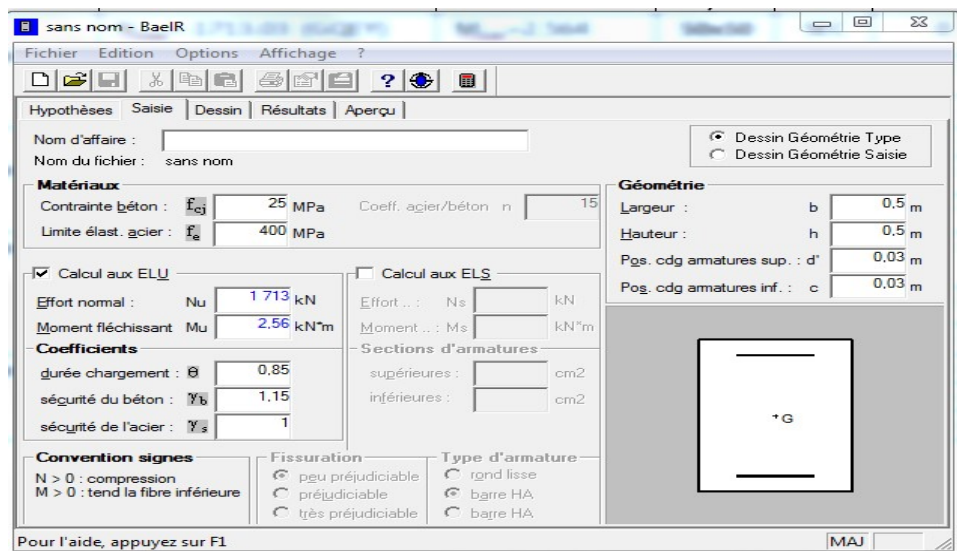
$$A_l = \frac{382.94}{0.858 \times 0.47 \times 348 \times 10^3} = 0.024 \text{ cm}^2$$

La section d'armature réelle est : $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2.4 - \frac{1713.03 \times 10^3}{348} = -49.2 \text{ cm}^2$

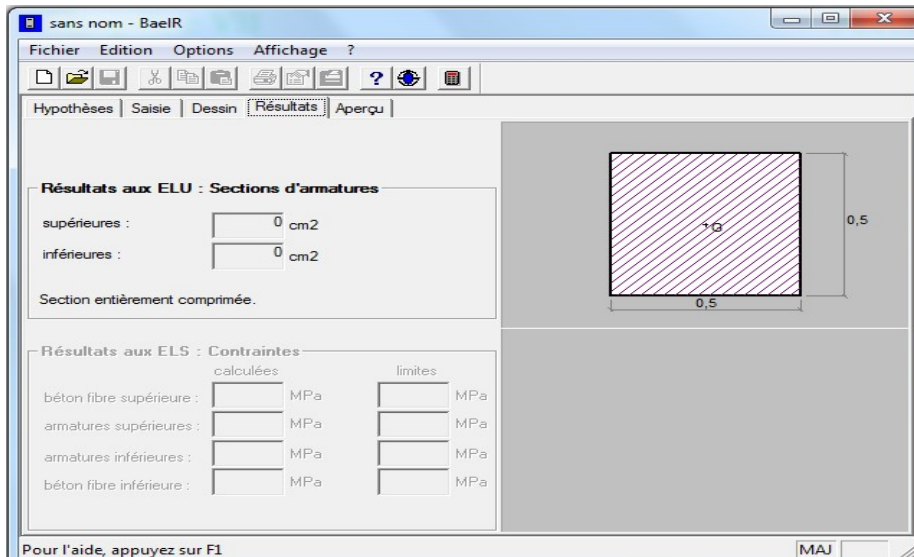
Donc : $A_s = 0 \text{ m}^2$ et $A_t = 0 \text{ m}^2$

2. Exemple de calcul avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC:



Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC et 1^{er} étage.

Zone II : du 2^{ème} au 3^{ème} étage.

Zone III : du 4^{ème} au 5^{ème} étage.

Zone V : du 6^{ème} au 9^{ème} étage.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3-1 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal (M₃):

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Bxh(cm ²)	Obs	A _S (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)
Zone I	N _{max} =-1713.03 (GQEY)	M _{cor} =2.564	50x50	SEC	0	0	6.7
	N _{min} = 987.83 (08GEY)	M _{cor} =-6.078		SPC	12.69	12	6.33
	N _{cor} = -367.57 (GQEX)	M _{max} =116.7		SPC	0	1.81	6.18
Zone II	N _{max} = -1231.52 (ELU)	M _{cor} = -0.647	40x40	SEC	0	0	4.27
	N _{min} = 285.8(08GEY)	M _{cor} =7.368		SEC	3.03	4.11	3.73
	N _{cor} = -299.04 (GQEY)	M _{max} =103.768		SPC	0	3.78	3.5
Zone III	N _{max} =875.82 (ELU)	M _{cor} =-0.71	35x35	SET	9.66	12.52	3.22
	N _{min} = 107.4(08GEX)	M _{cor} =0.011		SEC	1.34	1.34	3.4
	N _{cor} = -233.97 (GQEX)	M _{cmax} =85.493		SPC	0	4.36	2.31
Zone V	N _{max} = -526.61 (ELU)	M _{cor} = -0.7	30x30	SEC	0	0	2.5
	N _{min} = 65.31 (08GEY)	M _{cor} = 3.981		SET	0.4	1.23	0.46
	N _{cor} = -144.19 (GQEY)	M _{max} =54.74		SPC	0	3.69	1.33

Tableau VII-3-2 : Ferraillage des poteaux dans le sens transversal (M₂):

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Bxh(cm ²)	Obs	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)
Zone I	N _{max} =-1713.03 (GQEY)	M _{cor} =-74.596	50x50	SEC	0	0	6.6
	N _{min} = 987.83 (08GEY)	M _{cor} =18.643		SET	11.29	13.41	8.24
	N _{cor} = -193.61(GQEY)	M _{max} =135.847		SPC	0	5.04	5.45
Zone II	N _{max} = -1231.52 (ELU)	M _{cor} = -10.375	40x40	SEC	0	0	4.53
	N _{min} = 285.8 (08GEY)	M _{cor} =43.42		SET	0.38	6.77	5.77
	N _{cor} = -349.49 (GQEY)	M _{max} =103.702		SPC	0	3.19	3.36
Zone III	N _{max} =875.82 (ELU)	M _{cor} =-7.053	35x35	SET	10.29	11.89	3.5
	N _{min} = 107.4 (08GEX)	M _{cor} =3.518		SPC	1.04	1.65	6.26
	N _{cor} = -460.47 (ELU)	M _{cor} =77.482		SPC	0	1.31	2.3
Zone V	N _{max} = -526.61 (ELU)	M _{cor} =-6.165	30x30	SEC	0	0	2.83
	N _{min} = 65.31 (08GEY)	M _{cor} = 2.251		SET	0.58	1.05	0.27
	N _{cor} = 19.37 (GQEY)	M _{max} =46.178		SPC	0	4.76	1.33

Tableau VII-3-3: récapitulatif des choix d'armatures.

		A _{smax} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Choix d'armatures
Zone I	Sens xx	12.69	20	20.35	4HA16+8HA14
	Sens yy	13.41			
Zone II	Sens xx	4.27	12.8	20.35	4HA16+8HA14
	Sens yy	6.77			
Zone III	Sens xx	9.66	9.8	12.56	4HA16+4HA12
	Sens yy	10.29			
Zone IV	Sens xx	3.69	7.2	10.67	4HA14+4HA12
	Sens yy	4.76			

VII-4-Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ (art 7.4.2.2/RPA99 version 2003)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à **2.5** si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et **3.75** dans le cas contraire.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

$$\text{D'où : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}},$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 h_e \quad \text{avec : } h_e = 306 \text{ cm : longueur libre de poteau.}$$

❖ **Poteaux (50x50) cm² :**

$$\text{RDC : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 408 = 19.78$$

$$\text{Etage 1 : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 306 = 14.84$$

❖ **Poteaux (40x40) cm² :**

$$\text{Etage 2 et 3 : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

❖ **Poteaux (35x35) cm² :**

$$\text{Etage 4 et 5 : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.2$$

❖ **Poteaux (30x30) cm² :**

$$\text{Etage 6, 7,8 et 9 : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$$

On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc : $\rho = 2.5$

1. Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixe comme suite :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = \min(12, 15 \text{ cm})$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone I : } A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.1 \times 73.55}{0.5 \times 400000} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$$

Zone II: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.1 \times 69.23}{0.4 \times 400000} = 1.08 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

Zone III: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.1 \times 57.34}{0.35 \times 400000} = 1.02 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

Zone IV: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.1 \times 35.95}{0.3 \times 400000} = 0.75 \text{ cm}^2$

➤ Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

En zone courante :

$S_t \leq 15\phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone I: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.15 \times 73.55}{0.5 \times 400000} = 1.38 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

Zone II: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.15 \times 69.23}{0.4 \times 400000} = 1.62 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

Zone III: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.15 \times 57.34}{0.35 \times 400000} = 1.54 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

Zone IV: $A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 0.15 \times 35.95}{0.3 \times 400000} = 1.12 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

2. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

La qualité d'armatures transversales est donnée comme suite :

si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

si $\lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$

si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ interpolation entre les deux valeurs précédentes

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Dans notre cas : $\lambda_g > 5$ donc, $A_t^{min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

➤ **En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)**

Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% S_t \cdot b_1 = 0.3\% \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Poteau de (40x40) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Poteau de (35x35) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Poteau de (30x30) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

➤ **En zone courante (S_t = 15(cm))**

Poteau de (50x50) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 > A_{adoptée} \dots \text{CNV}$

Poteau de (40x40) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 15 \times 40 = 1.86 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Poteau de (35x35) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.74 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Poteau de (30x30) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.25 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

On remarque que la condition de RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante donc on va diminuer S_t : Alors soit S_t= 12cm.

Poteau de (50x50) cm² $A_t^{min} = 0.3\%S_t.b1 = 0.3\% \times 12 \times 50 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre **HA8**

3. Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : L = 40

Pour les **HA12** : L = 40φ₁ = 40 x 1.2 = 48cm

Pour les **HA14** : L = 40φ₁ = 40 x 1.4 = 56cm

Pour les **HA16** : L = 40φ₁ = 40 x 1.6 = 64cm

4. Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

❖ **Poteaux (50x50)**

$$\tau_b = \frac{73.55 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.31 \text{ MPa} \leq 1,875 \text{ MPa}$$

❖ **Poteaux (40x40)**

$$\tau_b = \frac{69.23 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.47 \text{ MPa} \leq 1,875 \text{ MPa}$$

❖ **Poteaux (35x35)**

$$\tau_b = \frac{57.34 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.51 \text{MPa} \leq 1.875 \text{MPa}$$

❖ **Poteaux (30x30)**

$$\tau_b = \frac{39.96 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.49 \text{MPa} \leq 1.875 \text{MPa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VII-5-Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS; pour cela on détermine les contraintes max du béton et acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-5-1: Vérification des contraintes à l'ELS, sens longitudinale M₃ :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	b.h	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{b sup}	σ _{b inf} (MPa)	σ _{S sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Zone I	N _{max} = -1146.7	M _{cor} = -0.267	50x50	7.1	7.1	4.22	4.24	63.3	63.5	15	348	CV
	N _{min} = -584.88	M _{cor} = 4.117				2.32	199	34.5	30.2			
	N _{cor} = -767.2	M _{max} = 8.071				3.15	2.5	46.7	38.1			
Zone II	N _{max} = -888.89	M _{cor} = -0.459	40x40	7.1	7.1	4.87	4.94	73.1	74	15	348	CV
	N _{min} = -425.8	M _{cor} = 6.194				2.8	1.9	41	29.5			
	N _{cor} = -540.27	M _{max} = 13.749				3.98	1.98	57.5	31.9			
Zone III	N _{max} = -632.11	M _{cor} = -0.501	35x35	5.15	5.15	4.53	4.64	68	69.4	15	348	CV
	N _{min} = -275.51	M _{cor} = 7.542				2.83	1.16	40.4	19.5			
	N _{cor} = -347.22	M _{max} = 17.857				4.5	0.53	62.4	13.1			
Zone V	N _{max} = -380.15	M _{cor} = -0.489	30x30	4.21	4.21	3.52	3.69	55.1	53.1	15	348	CV
	N _{min} = -26.21	M _{cor} = -2.415				0	0.68	2.21	8.87			
	N _{cor} = -104.33	M _{max} = 17.769				5.12	0	60.5	70.2			

Tableau VII-5-2: Vérification des contraintes à l'ELS, sens transversale M₂ :

NI V	N (KN)	M (KN.m)	b x h	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{b sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ _{S sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	obs
Zone I	N _{max} = -1146.7	M _{cor} = 1.148	50x50	7.1	7.1	4.27	4.18	64	62.8	15	348	CV
	N _{min} = -584.88	M _{cor} = -13.953				1.6	2.71	25	39.7			
	N _{cor} = -601.19	M _{max} = 21.725				3.09	1.35	44.7	21.7			
Zone II	N _{max} = -888.89	M _{cor} = -7.276	40x40	7.1	7.1	4.37	5.43	68.8	80.3	15	348	CV
	N _{min} = -425.8	M _{cor} = -11.012				1.55	3.15	25	45.5			
	N _{cor} = -436.24	M _{max} = 14.424				3.44	1.37	49.3	33.9			
Zone III	N _{max} = -324.07	M _{cor} = -0.274	35x35	5.15	5.15	3.95	0.75	55.2	15.3	15	348	CV
	N _{min} = -151.98	M _{cor} = -0.42				1.06	1.15	15.9	17.1			
	N _{cor} = -211.42	M _{max} = 4.418				2.02	1.04	29.1	16.9			
Zone IV	N _{max} = -380.15	M _{cor} = -4.262	30x30	4.21	4.21	2.96	4.45	46.6	64.5	15	348	CV
	N _{min} = -26.21	M _{cor} = -3.975				0	1.15	13.5	13.8			
	N _{cor} = -93.13	M _{max} = 15.564				4.49	0	53.2	60.1			

Chapitre VIII

Ferraillage des poutres

Chapitre VIII
Ferraillage des poutres

VIII-1- Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

L'ELU : 1.35G + 1,5Q

RPA : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

L'ELS : G + Q

VII-2- Calcul des armatures à l'ELU :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

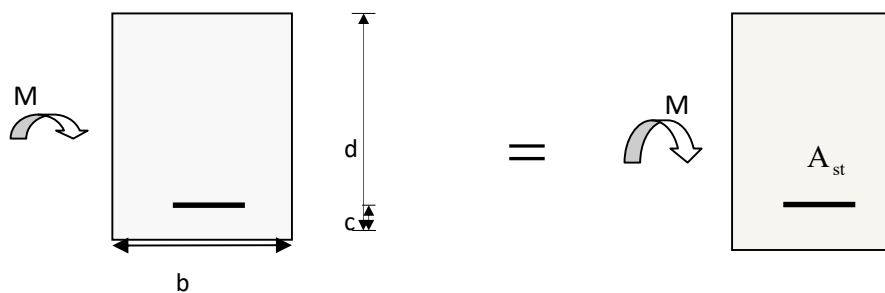
Avec
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{t28}}{\gamma_s} = 14.2 MPa \quad (\gamma_s = 1.15)$$

Pour les fe400 on a : $\mu_l = 0.392$

1^{er} cas :

Si : $\mu_b < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (S.S.A).



$$A_{st} = \frac{M_u}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

Avec :

$\gamma_s = 1.5$ (cas général)

$\gamma_s = 1.15$ (cas accidentelle).

Fe=400MPa

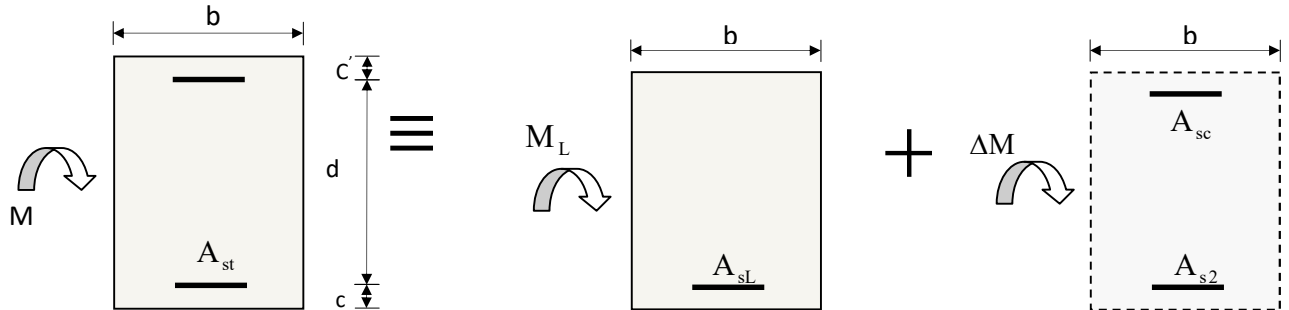
A_{st} : section d'acier tendue.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2^{ème} cas :

Si : $\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section doublement armée (S.D.A).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Remarque :

Situation	béton	Acier				
	γ_b (MPa)	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Recommandations du RPA

1. Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $A_{min} = 0,5\% (b \cdot h)$ en toute section.

- **Poutres principales (25x35) cm² :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires (25x30) cm² :** $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % b h : en zone courante.
- 6 % b h : en zone recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de 40ϕ en zone **IIa**

- **Poutres principales (25x35) cm² :**

$$A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 30 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

- **Poutres secondaires (25x30) cm²**

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

2. Armatures transversales minimales:

$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot bL$ l'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$s_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) \Rightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Ferraillage des poutres non adhérentes aux voiles :**

1. Les poutres principales (25x35) cm² :

En travée : Tableau VIII-2-1 : Ferraillage des poutres principales :

Niveau	Comb	M_u (KNm)	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	GQEy	41.117	0.026	SSA	0.987	2.5	3HA16	6.03
Zone II	GQEy	43.393	0.056	SSA	0.971	2.62	3HA16	6.03
Zone III	GQEy	39.98	0.078	SSA	0.959	2.44	3HA16	6.03
Zone IV	ELU	34.608	0.112	SSA	0.940	2.07	3HA16	6.03

Aux appuis : Tableau VIII-2-2 : Ferraillage des poutres principales :

Niveau	Comb	M_u (KNm)	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	Nappe _{sup} (GQEy)	90.693	0.120	SSA	0.936	5.69	3HA16	6.03
	Nappe _{inf} (08GEy)	51.764	0.068	SSA	0.965	3.17	3HA16	6.03
Zone II	Nappe _{sup} (GQEy)	91.53	0.122	SSA	0.935	5.76	3HA16	6.03
	Nappe _{inf} (08GEy)	52.79	0.07	SSA	0.964	3.23	3HA16	6.03
Zone III	Nappe _{sup} (GQEy)	86.373	0.114	SSA	0.939	5.37	3HA16	6.03
	Nappe _{inf} (08GEy)	46.508	0.056	SSA	0.971	2.86	3HA16	6.03
Zone IV	Nappe _{sup} (GQEy)	75.541	0.100	SSA	0.947	4.67	3HA16	6.03
	Nappe _{inf} (08GEy)	29.192	0.038	SSA	0.981	1.77	3HA16	6.03

2. Les poutres secondaires (25x 30) cm² :

En travée : Tableau VIII-2-3 : Ferraillage des poutres secondaires:

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	GQEx	26.413	0.060	SSA	0.969	1.59	3HA14	4.62
Zone II	GQEx	23.685	0.052	SSA	0.973	1.41	3HA14	4.62
Zone III	GQEx	23.038	0.052	SSA	0.973	1.41	3HA14	4.62
Zone IV	GQEx	18.489	0.042	SSA	0.979	1.12	3HA14	4.62

Aux appuis : Tableau VIII-2-4 : Ferraillage des poutres secondaire :

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	Nappe _{sup} (GQEx)	50.326	0.115	SSA	0.938	4.14	3HA14+3HA12	8.01
	Nappe _{inf} (GQ-Ex)	47.163	0.108	SSA	0.943	3.85	3HA14+3HA12	8.01
Zone II	Nappe _{sup} (GQEx)	55.089	0.126	SSA	0.932	4.53	3HA14+3HA12	8.01
	Nappe _{inf} (GQEx)	50.677	0.116	SSA	0.938	4.14	3HA14+3HA12	8.01
Zone III	Nappe _{sup} (GQEx)	77.49	0.178	SSA	0.901	6.51	3HA14+3HA12	8.01
	Nappe _{inf} (08G-Ex)	61.004	0.140	SSA	0.924	5.03	3HA14+3HA12	8.01
Zone IV	Nappe _{sup} (GQEx)	42.623	0.098	SSA	0.948	3.46	3HA14+3HA12	8.01
	Nappe _{inf} (GQ-Ex)	34.23	0.078	SSA	0.959	2.75	3HA14+3HA12	8.01

4. Les poutres de chainages (25x 35) cm² :

En travée : Tableau VIII-2-5 : Ferraillage des poutres de chainages :

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	GQEx	6.109	0.016	SSA	0.992	0.48	3HA12	3.39
Zone II	GQEx	6.74	0.018	SSA	0.991	0.6	3HA12	3.39
Zone III	08GEx	7.814	0.018	SSA	0.991	0.63	3HA12	3.39
Zone IV	ELU	6.98	0.020	SSA	0.990	0.56	3HA12	3.39

Aux appuis : Tableau VIII-2-6 : Ferraillage des poutres de chainages :

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm^2)	Ferraillage	A_s adoptée (cm^2)
Zone I	Nappe _{sup} (GQEx)	16.206	0.044	SSA	0.978	1.28	3HA12	3.39
	Nappe _{inf} (08GEx)	10.19	0.023	SSA	0.988	0.82	3HA12	3.39
Zone II	Nappe _{sup} (GQEx)	18.992	0.052	SSA	0.973	1.51	3HA12	3.39
	Nappe _{inf} (08GEx)	10.853	0.030	SSA	0.985	0.86	3HA12	3.39
Zone III	Nappe _{sup} (GQEx)	19.164	0.052	SSA	0.901	1.55	3HA12	3.39
	Nappe _{inf} (GQ-Ex)	10.347	0.028	SSA	0.986	0.82	3HA12	3.39
Zone IV	Nappe _{sup} (GQEx)	17.823	0.050	SSA	0.974	1.43	3HA12	3.39
	Nappe _{inf} (GQEy)	10.243	0.028	SSA	0.986	0.82	3HA12	3.39

❖ **Ferraillage des poutres adhérees aux voiles :**

1. Les poutres principales (25x35) cm^2 :

Aux appuis : Tableau VIII-2-7: Ferraillage des poutres principales :

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm^2)	Ferraillage	A_s adoptée (cm^2)
Zone I	Nappe _{sup} (GQEy)	130.772	0.174	SSA	0.904	8.41	3HA16+2HA14	9.11
	Nappe _{inf} (08GEy)	121.813	0.162	SSA	0.911	7.8	3HA16+2HA12	8.29
Zone II	Nappe _{sup} (GQEy)	132.404	0.176	SSA	0.902	8.48	3HA16+2HA14	9.11
	Nappe _{inf} (08GEy)	121.038	0.161	SSA	0.911	7.73	3HA16+2HA12	8.29
Zone III	Nappe _{sup} (GQEy)	125.687	0.167	SSA	0.907	8.07	3HA16+2HA14	9.11
	Nappe _{inf} (08GEy)	100.618	0.134	SSA	0.928	6.34	3HA16+3HA12	8.29
Zone IV	Nappe _{sup} (GQEy)	114.916	0.152	SSA	0.917	7.33	3HA16+3HA12	8.29
	Nappe _{inf} (08GEy)	64.358	0.086	SSA	0.955	3.98	3HA16	6.03

2. Les poutres secondaires (25x 30) cm² :

Aux appuis : Tableau VIII-2-8 : Ferraillage des poutres secondaire :

Niveau	Comb	$M_u (KNm)$	μ	obs	β	A_s calculée (cm ²)	Ferraillage	A_s adoptée (cm ²)
Zone I	Nappe _{sup} (08GEx)	72.549	0.166	SSA	0.909	6.1	3HA16+2HA12	8.29
	Nappe _{inf} (GQEx)	85.249	0.196	SSA	0.890	7.24	3HA16+2HA12	8.29
Zone II	Nappe _{sup} (GQEx)	79.181	0.182	SSA	0.899	6.67	3HA16+2HA12	8.29
	Nappe _{inf} (GQ-Ex)	67.218	0.154	SSA	0.916	5.59	3HA16	6.03
Zone III	Nappe _{sup} (GQEx)	58.709	0.134	SSA	0.928	4.83	3HA16	6.03
	Nappe _{inf} (08G-Ex)	86.458	0.198	SSA	0.889	7.37	3HA16+2HA12	8.29
Zone IV	Nappe _{sup} (GQEx)	72.194	0.166	SSA	0.909	6.04	3HA16+2HA12	8.29
	Nappe _{inf} (GQ-Ex)	52.942	0.122	SSA	0.935	4.34	3HA16	6.03

VIII-3-Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.0012 \cdot b \cdot d$$

❖ **Pour les poutres non adhérees aux voiles :**

- Pour les poutres principale: $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 < 6.03 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$
- Pour les poutres secondaire : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \cdot \times 2.1}{400} = 0.81 < 4.62 \text{cm}^2 \dots \dots \text{CV}$
- Pour les poutres de chainage : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 < 3.39 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$

❖ **Pour les poutres adhérees aux voiles :**

- Pour les poutres principale $A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 25 \cdot 32 \cdot 2.1}{400} = 0.966 < 6.03 \text{cm}^2 \dots \dots \text{CV}$
- Pour les poutres secondaire : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \cdot \times 2.1}{400} = 0.81 < 6.03 \text{cm}^2 \dots \dots \text{CV}$

2. Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour justifier l'armature transversale droite (90°) le règlement impose la vérification

suiuante : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : effort tranchant max à l'ELU

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ **Pour les poutres non adhérees aux voiles :**

➤ Poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{65.84 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.823 \text{ MPa}$

➤ Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12.32 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.183 \text{ MPa}$

➤ Poutres de chainages : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{10.87 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.136 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Donc les contraintes sont vérifiées.

❖ **Pour les poutres adhérees aux voiles :**

➤ Poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{76.28 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.954 \text{ MPa}$

➤ Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{55.22 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.818 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Donc les contraintes sont vérifiées.

3. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art .6.1, 3 BAEL 99)

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U}$$

Avec :

$\sum U$: Le périmètre utile des aciers.

❖ **Pour les poutres non adhérees aux voiles :**

Poutres principales (25x35) cm²:

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U} = \frac{65.84 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 6 \times 16 \times 3.14} = 0.76 \text{ MPa.}$$

Poutres secondaires (25x30) cm²: $\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U} = \frac{12.32 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 6 \times 16 \times 3.14} = 0.17 \text{ MPa}$

Poutres de chaînages (25x35) cm² :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U} = \frac{10.87 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 3 \times 12 \times 3.14} = 0.333 \text{ MPa.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

$\sum U$: Le périmètre utile des aciers.

❖ **Pour les poutres adhérees aux voiles :**

Poutres principales (25x35) cm²:

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U} = \frac{65.84 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 6 \times 16 \times 3.14} = 0.76 \text{ MPa.}$$

Poutres secondaires (25x30) cm²: $\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U} = \frac{12.32 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 6 \times 16 \times 3.14} = 0.17 \text{ MPa.}$

$\tau_s < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

4. Longueur de scellement droite des barres :(Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $l_s = 16.93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16$: $l_s = 22.58 \text{ cm}$

5. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales selon : (BAEL91/ A.7.2.12):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{ 30, 10, 12 \}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

6. L'espace minimal entre les cadres :

➤ Poutre principale : (25x 35) cm²

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

Avec : La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} . \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ Poutres secondaires (25x30) cm²

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(7.5\text{cm}; 14.4\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 7\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} . \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ Poutres chaînages (30x35) cm²

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 8\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} . \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

❖ Délimitation de la zone nodale : RPA version 2003 (Art7.4.2.1)

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

Avec :

h = Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux

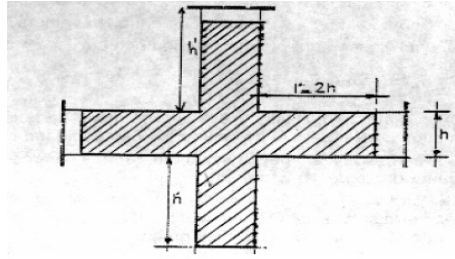


Fig. VIII-3-1 : Délimitation de la zone nodale

Pour :

- ✓ les poteaux de RDC (50x50) cm²: $H' = \max \left\{ \frac{363}{6}, 50, 50, 60 \right\} = 60.5 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux de RDC (50x50) cm²: $H' = \max \left\{ \frac{306}{6} = 43.5, 50, 50, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux (40x40) : $H' = \max \{43.5, 40, 40, 60\} = 60 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux (35x35) : $H' = \max \{43.5, 35, 35, 60\} = 60 \text{ cm}$
- ✓ les poteaux (30x30) : $H' = \max \{43.5, 35, 35, 60\} = 60 \text{ cm}$

Pour :

- ✓ Les poutres (25x 35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
- ✓ Les poutres (25x 30) : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
- ✓ Les poutres (25x 35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus de nu d'appui ou de nu de l'encastrement.

7. Armatures transversales minimales :

La section d'armatures minimale est :

- Poutre principale : (25x35) cm²

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaire : (25x30) cm²

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- Poutre chaînage : (25x35) cm²

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

VIII-4-Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres est peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Ferraillage des poutres non adhérees aux voiles :**

1. Les poutres principales (25x35) cm² :

Tableau VIII-4-1: Vérification des poutres principales à ELS :

niveau	$M_s(KNm)$	A_s adp (cm ²)	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone I	$M_{sap}=3.228$	6.03	3.89	0.35	15	348	vérifiée
	$M_{str}=22.125$	6.03	26.7	2.41	15	348	vérifiée
Zone II	$M_{sap}=8.693$	6.03	10.5	0.95	15	348	vérifiée
	$M_{str}=9.64$	6.03	11.6	1.05	15	348	vérifiée
Zone III	$M_{sap}=9.148$	6.03	11	0.99	15	348	vérifiée
	$M_{str}=21.549$	6.03	26	2.34	15	348	vérifiée
Zone V	$M_{sap}=17.7$	6.03	21.3	1.92	15	348	vérifiée
	$M_{str}=25.23$	6.03	30.4	2.74	15	348	vérifiée

2. Les poutres secondaires (25x 30) cm² :

Tableau VIII-4-2 : Vérification des poutres secondaires à ELS:

niveau	$M_u (KNm)$	A_s adoptée (cm ²)	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone I	$M_{sap}=1.78$	8.01	2.73	0.25	15	348	vérifiée
	$M_{str}=2.568$	4.62	49	0.49	15	348	vérifiée
Zone II	$M_{sap}=3.867$	8.01	5.93	0.55	15	348	vérifiée
	$M_{str}=5.275$	4.62	10.1	1.01	15	348	vérifiée
Zone III	$M_{sap}=5.122$	8.01	7.85	0.73	15	348	vérifiée
	$M_{str}=5.756$	4.62	11	1.1	15	348	vérifiée
Zone V	$M_{sap}=6.536$	8.01	10	0.93	15	348	vérifiée
	$M_{str}=6.588$	4.62	12.5	1.25	15	348	vérifiée

3. Les poutres chaînage (25x 35) cm² :

Tableau VIII-4-3 : Vérification des poutres de chaînage à ELS:

niveau	$M_u (KNm)$	A_s adoptée (cm ²)	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Zone I	$M_{sap}=2.195$	3.39	5.25	0.54	15	348	vérifiée
	$M_{str}=2.36$	3.39	5.64	0.58	15	348	vérifiée
Zone II	$M_{sap}=3.342$	3.39	7.99	0.82	15	348	vérifiée
	$M_{str}=3.116$	3.39	7.45	0.77	15	348	vérifiée
Zone III	$M_{sap}=4.665$	3.39	11.2	1.15	15	348	vérifiée
	$M_{str}=4.109$	3.39	9.83	1.01	15	348	vérifiée
Zone V	$M_{sap}=5.94$	3.39	14.2	1.46	15	348	vérifiée
	$M_{str}=5.038$	3.39	12	1.24	15	348	vérifiée

❖ **Ferraillage des poutres adhérentes aux voiles :**

1. Les poutres principales (25x35) cm² :

Tableau VIII-4-4: Vérification des poutres principales à ELS :

niveau	$M_u (KNm)$	A_s adp(cm ²)	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Zone I	$M_{sap}=3.745$	9.11	3.83	0.34	15	348	vérifiée
ZoneII	$M_{sap}=10.55$	9.11	10.8	0.94	15	348	vérifiée
ZonIII	$M_{sap}=8.146$	9.11	8.32	0.73	15	348	vérifiée
Zone V	$M_{sap}=12.64$	8.29	14	1.28	15	348	vérifiée

2. Les poutres secondaires (25x 30) cm² :

Tableau VIII-4-5 : Vérification des poutres secondaires à ELS:

niveau	$M_u (KNm)$	A_s adpt (cm ²)	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone I	$M_{sap}=8.456$	8.29	12.8	1.18	15	348	vérifiée
	$M_{str}=3.147$	8.29	4.75	0.44	15	348	vérifiée
Zone II	$M_{sap}=17.028$	8.29	25.7	2.39	15	348	vérifiée
	$M_{str}=5.304$	8.29	8.01	0.74	15	348	vérifiée
Zone III	$M_{sap}=22.727$	8.29	34.3	3.18	15	348	vérifiée
	$M_{str}=6.708$	8.29	10.1	0.94	15	348	vérifiée
Zone V	$M_{sap}=27.693$	8.29	41.83	3.88	15	348	vérifiée
	$M_{str}=7.758$	8.29	11.7	1.09	15	348	vérifiée

VIII-5- 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.

D’après les règles du BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_u}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \end{array} \right.$$

Avec :

A_u : Armatures adoptée en travée.

F_e : Limites des aciers (400MPa).

M_t : Moment max à ELS.

M_0 : Moment max isostatiques ($\frac{q_{max}l^2}{8}$).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant

❖ **Les poutres non adhérees aux voiles :**

	1 ^{er} condition	2 ^{ème} condition		3 ^{ème} condition		
	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	A_u (cm ²)	$\frac{A_u \times f_e}{b \times d} < 4.2$	M_t KN.m	M_0 KN.m	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
Poutres Principales (25x35)	0.085 ≥ 0.06 CV	6.03	3.06 < 4.2 CV	25.23	17.7	0.085 ≥ 0.095 CV
Poutres Secondaires (25x30)	0.081 ≥ 0.06 CV	4.62	2.73 < 4.2 CV	6.588	6.536	0.081 ≥ 0.067 CV
Poutres de Chainage (25x35)	0.09 ≥ 0.06 CV	3.39	1.72 < 4.2 CV	5.038	5.94	0.09 ≥ 0.056 CV

❖ **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche

Chapitre IX

Ferraillage des voiles

IX-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage d'un voile consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, le RPA prévoit trois types d'armatures :

- Des armatures verticales.
- Des armatures horizontales.
- Des armatures transversales.

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même Ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I : RDC et étage 1
- Zone II : du 2^{ème} à 3^{ème} étages.
- Zone III : du 4^{ème} à 5^{ème} étages
- Zone IV : du 6^{ème} à 8^{ème} étages

IX-2- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : $\begin{cases} ELU: 1.35G + 1.5Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$

IX-3- Ferrailage des trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

IX-4- Méthode de calcul :

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

1. Excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

2. Calcul de la hauteur utile d :

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage.

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (**L/10**). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone.

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur **lt**). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant (schéma 3).

3. Longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$D'où : \sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} Y \quad \text{et} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

I: Moment d'inertie

y: Bras de levier $y = \frac{L}{2}$

4. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

5. Ferrailage :

- **Armatures verticales:**

$$\mu = \frac{M}{b x d^2 x f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N_s}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures horizontale :**

❖ **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ
- $A_H=0.15\%B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4) :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T=1.4T_u$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est **4HA10**.

➤ **Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 1.5a \quad \text{avec } a : \text{épaisseur du voile} \\ St \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à **15 cm**.

➤ **Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)**

Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

6. Vérification:

❖ Exigence de RPA :

- Zone tendue : $A_t \geq 0.2\% b l_t$ (Art 7.7.4.1)
- Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2)
- Zone courante :

On doit vérifier que : $A_c > 0.10\% \times 8 \times b \times l_c$ (Art 7.7.4.2)

Avec :

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

❖ Exigence du BAEL :

$$A_{\min} = \frac{B f_{t2}}{f_e}$$

1. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s + G + Q$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad T = 1.4 \cdot T_u$$

Avec :

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Selon le BAEL91 (Art A.5.1.1) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

IX-5-Exemple d'application :

❖ **Calcul de voile 1 de la zone I :**

Donné:

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$e_p = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$I = 0.056 \text{ m}^4$$

$N_u = 283 \text{ KN}$ (effort de traction)

$M_u = 743.11 \text{ KN.m}$

1. Calcul de l'excentricité :

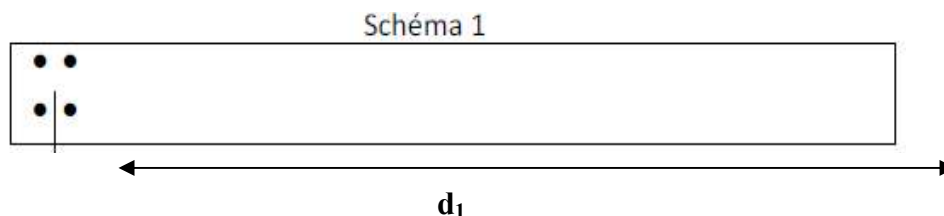
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{743.11}{283} = 2.63 \text{ m} > (L - 2c) = 1.5 - 2 \times 0.05 = 1.4 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

2. Calcul de la hauteur utile d :

- **1^{er} cas:**

Il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). On détermine la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité puis on calcule le ferrailage (schéma 1).



$$d_1 = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 150 - \left(\frac{10}{2} + 5 \right) = 140 \text{ cm}$$

Donc : $d_1 = 1.40 \text{ m}$

3. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} Y = \frac{283}{0.3} + \frac{743.11}{0.056} \times 0.75 = 10895.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} Y = \frac{283}{0.3} - \frac{743.11}{0.056} \times 0.75 = -9952.37 \text{ KN/m}^2$$

4. Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{10895.69}{10895.69 + 9952.37} \times 1.5 = 0.87 \text{ m}$$

5. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d_1 - \frac{L}{2} \right) = 743.11 - 283 \left(1.40 - \frac{1.5}{2} \right) = 559.16 \text{ KN.m}$$

6. Ferrailage du voile:

➤ Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b x d_1^2 x f_{bu}} = \frac{559.16 \times 10^3}{20 \times (140)^2 \times 21.74} = 0.066$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{\theta f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74$$

$$\mu = 0.066 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.966 \Rightarrow \text{SSA}$$

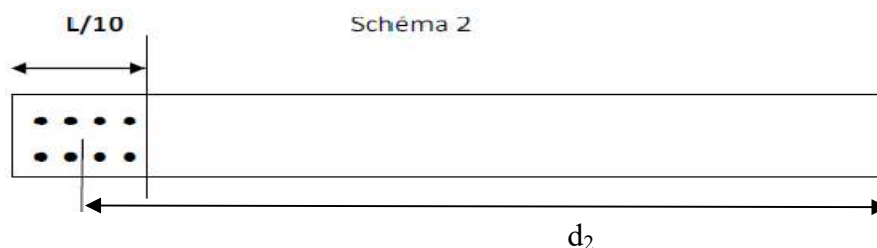
$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{559.16 \times 10^3}{0.966 \times 140 \times 400} + \frac{283 \times 10}{400} = 17.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA25 = 19.63 cm² .

Pour un meilleur choix du diamètre, on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas.

- 2ème cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à L'espace des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



$$d_2 = \left[L - \left(\frac{L}{10} \right) / 2 \right] = 1.5 - 0.075 = 1.425 \text{ m}$$

Donc : $d_2 = 1.425 \text{ m}$

1. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 2.63\text{m} = 1.4\text{m} \Rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

2. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} Y = 10895.69 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} Y = -9952.37 \text{KN/m}^2$$

3. Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{10895.69}{10895.69 + 9952.37} \times 1.5 = 0.87\text{m}$$

4. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d_2 - \frac{L}{2} \right) = 743.11 - 283 \left(1.425 - \frac{1.5}{2} \right) = 552.085 \text{ KN.m}$$

5. Ferrailage du voile:

➤ Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{552.085 \times 10^3}{20 \times (142.5)^2 \times 21.74} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.968 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{\theta f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{552.085 \times 10^3}{0.968 \times 142.5 \times 400} + \frac{283 \times 10}{400} = 17.08 \text{cm}^2$$

Soit **4HA25 = 19.63cm²** .

Pour un meilleur choix du diamètre, on va calculer la section d'acier pour le 3ème cas.

- 3^{ème} cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à L'espace des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone).

1. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 2.63\text{m} = 1.4\text{m} \Rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

2. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} Y = 10895.69 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} Y = -9952.37 \text{KN/m}^2$$

3. Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{10895.69}{10895.69 + 9952.37} \times 1.5 = 0.78 \text{m}$$

Avec : $d_3 = L - \frac{L_t}{2} + c = 1.5 - \frac{0.87}{2} + 0.05 = 1.06 \text{m}$.

Donc : $d_3 = 1.06 \text{ m}$

4. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L_t}{2} \right) = 743.11 - 283 \left(1.06 - \frac{1.5}{2} \right) = 655.38 \text{KN.m}$$

5. Ferraillage du voile:

➤ **Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{655.38 \times 10^3}{20 \times (106)^2 \times 21.74} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.928 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{655.38 \times 10^3}{0.928 \times 106 \times 400} + \frac{283 \times 10}{400} = 23.73 \text{cm}^2$$

Soit $A_t = 12\text{HA}16 = 24.12 \text{cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$ zone nodale et 15cm zone courante.

➤ **Armatures verticales de la zone courante :**

$$A_c = 0.10\% B_c = 0.001 \times 0.2 \times 0.62 = 1.24 \text{ cm}^2$$

Soit $A_c = 10\text{HA}16 = 15.39 \text{ cm}^2$

$$L_c = L - 2x_c - L_t = 1.5 - 2 \times 0.05 - 0.87 = 0.62 \text{ m}$$

Avec :

B_c : la section de la zone courante.

L_c : longueur de la zone courante.

❖ **Vérifications :**

1. Section minimale pour la zone tendue :

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% b x L_t = 0.002 \times 0.2 \times 0.78 = 3.12 \text{cm}^2$$

$A_{adopté} = 12\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3.12 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

2. Section minimale dans le voile: (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié2003) :

$$A_{min} = (0.15\% B) = 0.0015 \times 0.3 = 4.5 \text{cm}^2$$

$A_v = A_t + A_c = 44.22 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

La section totale adoptée est pour notre voile est : **(22HA16) = 44.22 cm²**

3. Armature horizontale :

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right) = \max (8.24; 4.5) = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_h = 14\text{HA14} = 15.82 \text{ cm}^2$$

4. Armature transversale :

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{465.5 \times 10^3}{3 \times 10^5 + 15 \times 3298} = 1.33 \leq \bar{\sigma}_b \dots CV$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \times 15.64 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.081 \leq 5 \text{ MPa} \dots CV$$

➤ Selon le BAEL91 (Art A.5.1.1) :

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

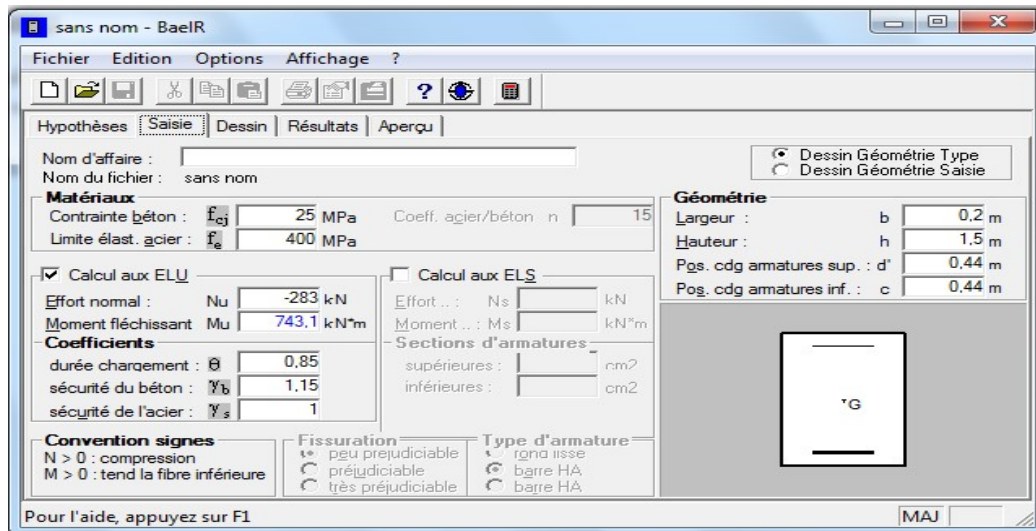
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15.64 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.057 \text{ MPa} \leq 3.26 \text{ MPa} \dots CV$$

Remarque :

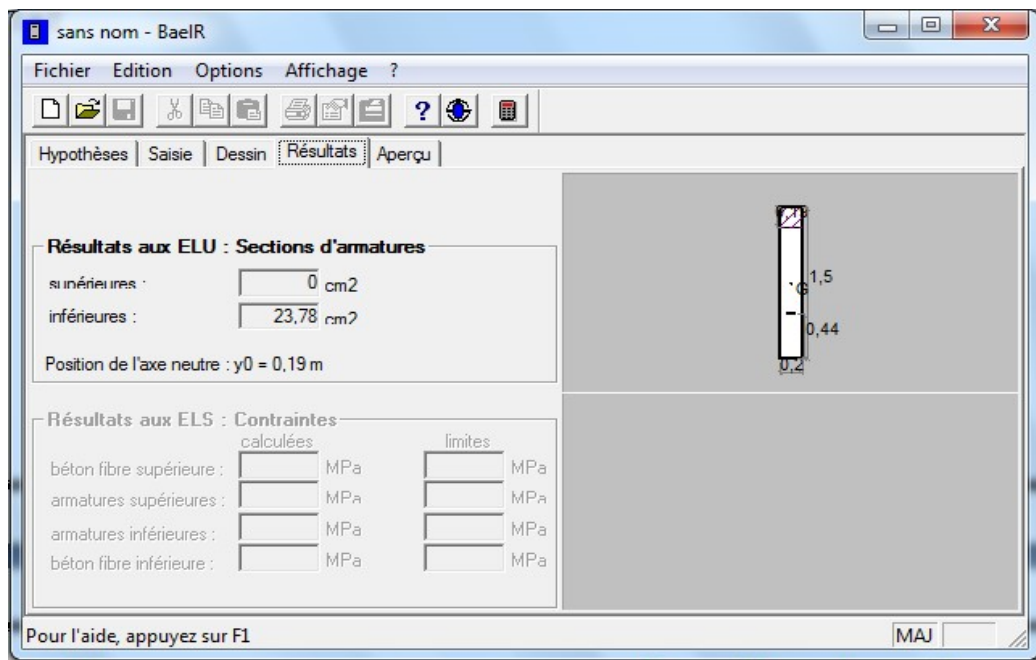
L'ensemble des calculs est donné sous forme de tableaux. Pour les voiles dans les différentes zones avec l'application « **SOCOTEC** »

- **Exemple de calcul avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



➤ **Sens longitudinal :**

○ **Armatures verticales :**

VL₁ = 1.5m Espacement : Zone nodale ⇒ **10cm** et zone courante ⇒ **20cm** pour la zone II, III et IV

Zone I : Zone nodale ⇒ **10cm** et zone courante ⇒ **15cm**

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (cm)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{tadoptée} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{c adoptée} (cm ²)
Zone I	N _{max} =283	M _{cor} =743.11	0.2	SPT	23.78	(12HA16)	/	/
	N _{min} =-1211.19	M _{cor} =-743.662		SPC	0.21			
	N _{cor} =120.79	M _{max} =744.814		SET	20.6			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_t=78 cm								
Zone II	N _{min} =-63.03	M _{cor} =14.825	0.2	SEC	0	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{max} =-783.57	M _{cor} =10.074		SEC	0			
	N _{cor} =-431.2	M _{max} =317.884		SPC	0.32			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	N _{min} = -36.77	M _{cor} =146.182	0.2	SPC	2.15	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{max} =-587.82	M _{cor} =4.348		SEC	0			
	N _{cor} =-272.62	M _{max} =201.521		SPC	0.11			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone IV	N _{min} =30.27	M _{cor} =164.69	0.2	SPT	3.37	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{max} =-401.23	M _{cor} =-191.515		SEC	0			
	N _{cor} =-86.26	M _{max} =196.481		SPC	2.42			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

o Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 20cm

	A _v adoptée(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Obs	A _H (cm ²)	A _H adoptée (cm ²)
Zone I	22HA16= 44.22	4.5	cv	11.05	14HA14 = 15.82
Zone II	8HA12+10HA8 = 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92
Zone III	8HA12+10HA8= 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92
Zone IV	8HA12+10HA8 = 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92

- o Armatures verticales :

$VL_1 = 1.4m$ Espacement : Zone nodale \Rightarrow 10cm et zone courante \Rightarrow 15 et 20cm

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_c (cm ²)	A_c adoptée (cm ²)
Zone I	$N_{max}=1096.1$	$M_{cor}=123.766$	0.2	SET	0	(4HA20)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-2162.6$	$M_{cor}=-134.04$		SET	0			
	$N_{cor}=-271.63$	$M_{max}=762.288$		SPC	12.33			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur $L=10$ cm								
Zone II	$N_{max}=8.64$	$M_{cor}=5.69$	0.2	SPC	0.23	(4HA10)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-919.54$	$M_{cor}=-13.896$		SET	0			
	$N_{cor}=-326.52$	$M_{max}=318.202$		SPC	2.11			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	$N_{max}= 9.61$	$M_{cor}=22.185$	0.2	SPT	0.56	(4HA10)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-650.01$	$M_{cor}=-21.779$		SET	0			
	$N_{cor}=-359.64$	$M_{max}=196.36$		SET	0			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm ; $S_t=20$ cm								
Zone IV	$N_{max}=150.91$	$M_{cor}=19.52$	0.2	SEC	2.29	(4HA10)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-483.53$	$M_{cor}=1.609$		SPC	0			
	$N_{cor}=-208.94$	$M_{max}=190.217$		SET	0.99			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

- o Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 20$ cm

	A_v adoptée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	obs	A_H (cm ²)	A_H adoptée (cm ²)
Zone I	8HA20+10HA8 = 30.15	4.2	cv	7.54	12HA10 = 9.36
Zone II	8HA10+10HA8 = 11.3	4.2	cv	2.83	12HA10 = 9.36
Zone III	8HA10+10HA8 = 11.3	4.2	cv	2.83	12HA10 = 9.36
Zone IV	8HA10+10HA8 = 11.3	4.2	cv	2.83	12HA10 = 9.36

- Sens transversal:

- o Armatures verticales :

$VT_1 = 1.5m$ Espacement : Zone nodale \Rightarrow 10cm et zone courante \Rightarrow 20cm

Zone I : Zone nodale \Rightarrow 10cm et zone courante \Rightarrow 15cm

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (cm)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _t adoptée(cm ²)	A _c (cm ²)	A _c adoptée (cm ²)
Zone I	N _{max} =126.97	M _{cor} =692.082	0.2	SPT	19.8	(12HA14)	/	/
	N _{min} =-1055.38	M _{cor} =-761.351		SPC	3.19			
	N _{cor} =-120.13	M _{max} =773.694		SPC	12.82			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_t=78 cm								
Zone II	N _{max} =45.11	M _{cor} =171.905	0.2	SPT	3.7	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{min} =-836.15	M _{cor} =-163.397		SET	0			
	N _{cor} =-368.53	M _{max} =344.588		SPC	1.61			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	N _{max} = 83.99	M _{cor} =204.425	0.2	SPC	4.48	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{min} =-683.43	M _{cor} =-211.625		SEC	0			
	N _{cor} =-177.21	M _{max} =221.387		SPC	1.71			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone IV	N _{max} =87.59	M _{cor} =176.258	0.2	SPT	4.34	(4HA12)	2.4	(10HA8)
	N _{min} =-456.74	M _{cor} =-199.825		SEC	0			
	N _{cor} =-20.55	M _{max} =217.513		SPC	3.67			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

- Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

	A _v adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Obs	A _H (cm ²)	A _H adoptée (cm ²)
Zone I	22HA14= 33.88	4.5	cv	8.47	14HA10 = 10.92
Zone II	8HA12+10HA8 = 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92
Zone III	8HA12+10HA8= 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92
Zone IV	8HA12+10HA8 = 14.07	4.5	cv	3.76	14HA10 = 10.92

- Armatures verticales :

VT₁ = 1.4m Espacement : Zone nodale ⇒ 10cm et zone courante ⇒ 20cm pour les zone II, III et IV

Zone I : Zone nodale ⇒ 10cm et zone courante ⇒ 10cm

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_c (cm ²)	A_c adoptée (cm ²)
Zone I	$N_{max}=1096.1$	$M_{cor}=123.766$	0.2	SET	23.37	16HA14	/	/
	$N_{min}=-2162.6$	$M_{cor}=-134.04$		SEC	0			
	$N_{cor}=-391.61$	$M_{max}=579.434$		SPC	6.88			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur $L=1.04$ cm								
Zone II	$N_{max}=188.82$	$M_{cor}=119.97$	0.2	SPC	4.85	(4HA14)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-1091.4$	$M_{cor}=-153.691$		SEC	0			
	$N_{cor}=-504.76$	$M_{max}=256.021$		SEC	0			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	$N_{max}=123.29$	$M_{cor}=123.423$	0.2	SPT	4.04	(4HA12)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-751.53$	$M_{cor}=-143.108$		SEC	0			
	$N_{cor}=-336.41$	$M_{max}=176.2$		SEC	0			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm ; $S_t=20$cm								
Zone IV	$N_{max}=207.95$	$M_{cor}=85.108$	0.2	SEC	4.37	(4HA12)	2.2	(10HA8)
	$N_{min}=-604.12$	$M_{cor}=-46.56$		SEC	0			
	$N_{cor}=-163.9$	$M_{max}=201.882$		SPC	1.8			
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

- Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 20$ cm

	A_v adoptée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_H (cm ²)	A_H adoptée (cm ²)
Zone I	22HA14 = 31.64	4.2	7.91	14HA10 = 10.92
Zone II	8HA14+10HA8 = 17.33	4.2	4.33	14HA10 = 10.92
Zone III	8HA12+10HA8 = 14.07	4.2	3.52	14HA10 = 10.92
Zone IV	8HA12+10HA8 = 14.07	4.2	3.52	14HA10 = 10.92

❖ Vérification à l'ELS :

		N_s (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone I	VL=1.5m	363.42	0.9	15	0.081	5	0.057	3.26	vérifiée
	VL=1.4m	536.57	1.65	15	0.104	5	0.074	3.26	vérifiée
	VT=1.5m	465.5	1.33	15	0.004	5	0.003	3.26	vérifiée
	VT=1.4m	569.68	1.74	15	0.050	5	0.035	3.26	vérifiée
Zone II	VL=1.5m	304.73	0.94	15	0.081	5	0.058	3.26	vérifiée
	VL=1.4m	452.9	1.52	15	0.002	5	0.001	3.26	vérifiée
	VT=1.5m	414.16	1.29	15	0.070	5	0.050	3.26	vérifiée
	VT=1.4m	457.83	1.49	15	0.020	5	0.015	3.26	vérifiée
Zone III	VL=1.5m	211.35	0.65	15	0.080	5	0.005	3.26	vérifiée
	VL=1.4m	315.35	1.06	15	0.018	5	0.013	3.26	vérifiée
	VT=1.5m	299.23	0.93	15	0.060	5	0.042	3.26	vérifiée
	VT=1.4m	313.94	1.04	15	0.032	5	0.023	3.26	vérifiée
Zone IV	VL=1.5m	40.66	0.13	15	0.136	5	0.097	3.26	vérifiée
	VL=1.4m	63.15	0.21	15	0.027	5	0.020	3.26	vérifiée
	VT=1.5m	68.31	0.21	15	0.139	5	0.100	3.26	vérifiée
	VT=1.4m	49.7	0.16	15	0.046	5	0.033	3.26	vérifiée

Chapitre X

Fondations

X-1-Introduction :

Une fondation par définition, est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général, 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 s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

- **Fondation superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

- **Fondation profondes :**

Les fondations profondes, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variée de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

- **Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation, repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{\text{sol}}=2\text{bars.}$$

X-2-Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

➤ **Semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

(A × B) Dimension de la semelle

(a × b) Dimension du poteau

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

$N_s = 1146.71 \text{ KN} \rightarrow A \geq 2.39 \text{ m}$

Vu L'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

➤ **Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S = B \times L}$$

Avec :

N_s : effort normal à la base du voile

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

• **Sens longitudinale :**

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
4VL1	200	501.96	1.5	1.67
VL2		604.59	1.4	2.16
S = 13.04				

Tableau X-1-1-Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

• **Sens transversale :**

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
4VT1	200	401.38	1.5	1.34
2VT2		604.32	1.4	2.16

$S = 14.08$

Tableau X-1-2-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_{tot} = 27.12m^2$$

➤ **Pré-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 : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \quad \text{avec } L=28,7$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle :** $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal:**

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni × ei (KN.m)	e (m)	q _{min} (KN)	q _{max} (KN)	q _{L/4} (KN)
C1	451.3	-14.35	1.414	-6476.16	-0.120	270.78	284.71	274.26
C2	968.56	-10.65	0.938	-10315.16				
C3	1065.67	-6.95	0.24	-7406.41				
C4	1058.56	-3.25	0.201	-3440.32				
C5	1007.39	0.05	0.661	50.37				
C6	1002.3	3.25	0.345	3257.47				
C7	1054.2	6.95	0.243	7326.7				
C8	951.68	10.65	0.705	10135.4				
C9	411.65	14.35	0.872	5907.18				
	7971.31	/	5.619	-960.93				

Tableau X-1-3-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{274.26}{200} = 1.37\text{m}$$

On prend **B = 1.4m**

$$S = B \times L = 1.4 \times 28.7 = 40.18 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 4 \times 40.18 = 160.72\text{m}^2$$

• **Senstransversal:**

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni× ei(KN.m)	e (m)	q _{min} (KN)	q _{max} (KN)	q _{L/4} (KN)
C1	451.3	-5.85	1.414	-2640.10	- 0.622	92.96	180.03	114.73
C2	418.28	-2.05	2.387	-857.47				
C3	429.06	1.75	2.332	750.86				
C4	298.35	5.85	1.128	1745.35				
	1596.99		7.251	-1001.36				

Tableau X-1-4-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{114.73}{200} = 0.57\text{m}$$

On prend **B = 0.6m**

$$S = B \times L = 0.6 \times 11.7 = 7.02 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 9 \times 7.02 = 63.18\text{m}^2$$

Surface totale des semelles filantes :

$$S_{voiles} + S_{poteaux} = 27.12 + 223.9 = 251.02\text{m}^2$$

$$50\% S_{bâtiment} = 356.85 \times 0.5 = 178.43 \text{ m}^2$$

$$S_{semelles} > 50\% S_{bâtiment}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

X-3- Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général présente les avantages suivants :

- Une bonne répartition de charge
- Évite les tassements différentiels importants
- Facilite le coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité de l'exécution.

➤ **Pré-dimensionnement du radier:**

1. Épaisseur de tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$h_t \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec une hauteur minimale de 25 cm
 L_{max} : portée maximale, $L_{max} = 4.1m$

$$\Rightarrow h_t \geq 20.05cm \text{ on opte pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

2. Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq 41cm \text{ on opte pour } h_n = 45 \text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40MPa$).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h_n

$$h_n = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1m$).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E = 10818,86 MPa$).

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.1\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.52m \Rightarrow \text{on prend } h_n = 90 \text{ cm}$$

3. Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } b_n = 50 \text{ cm}$$

4. Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$$8.2cm \leq h_d \leq 10.25cm \Rightarrow \text{on prend } h_d = 20cm$$

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

- ✓ Hauteur du tablier $h_t = 30 \text{ cm}$
- ✓ Hauteur de la nervure $h_n = 90 \text{ cm}$
- ✓ Largeur de la nervure $b_n = 50 \text{ cm}$
- ✓ Hauteur de la dalle flottante $h_d = 20 \text{ cm}$

➤ Détermination de la surface du radier:

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u = 50911.84KN$$

$$N_s = 36944.93KN$$

$$\begin{aligned}
 & \bullet \text{ ELU : } S_{radier} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{50911.84}{1.33 \times 200} = 191.4 \text{ m}^2 \\
 & \bullet \text{ ELS : } S_{radier} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{36944.93}{200} = 184.72 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \bullet \text{ ELU : } S_{radier} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{50911.84}{1.33 \times 200} = 191.4 \text{ m}^2 \\ \bullet \text{ ELS : } S_{radier} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{36944.93}{200} = 184.72 \text{ m}^2 \end{aligned}} \right\} \Rightarrow S_{radier} = 191.4 \text{ m}^2$$

$S_{batiment} = 356.85 \text{ m}^2 > S_{radier} = 191.4 \text{ m}^2$ Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

Débord minimum :

$$h_{deb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = (45 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on opte pour } h_{deb} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{deb} = (28.7 \times 0.5) \times 2 + (11.7 \times 0.5) \times 2 = 40.4 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{batiment} + S_{deb} = 397.25 \text{ m}^2$

➤ **Détermination des efforts à la base du radier:**

Charges permanentes : $G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$

1. Poids du radier :

G_{radier} = Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

Poids du tablier : $S_{radier} \times h_t \times \rho_b = 397.25 \times 0.30 \times 25 = 2979.37 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 397.25 \times 0.20 \times 25 = 1986.25 \text{ KN}$

Poids des nervures : $b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b = (0.5 \times (0.9 - 0.3)) \times (28.7 \times 9 + 11.7 \times 4) \times 25 = 2288.25 \text{ KN}$

Poids du remblai : $((S_{radier} - S_{nervures}) \times (h_n - h_t)) \times \text{poids volumique remblai} = (397.25 - 183.06) \times (0.9 - 0.3) \times 17 = 2184.74 \text{ KN}$.

Avec :

$$S_{nervures} = (28.7 \times 9 + 11.7 \times 4) \times (0.9 - 0.3) = 183.06 \text{ m}^2$$

$$G_{radier} = 9438.61 \text{ KN}$$

2. Poids du bâtiment:

$$G_{batiment} = 30037 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{total} = 9438.61 + 30037 = 39475.61 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations : $Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$

$$Q_{batiment} = 6907.93 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 397.25 \times 2.5 = 993.13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_{total} = 6907.93 + 993.13 = 7901.06 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\bullet \text{ ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 65143.66 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ ELS : } N_s = G + Q = 47376.67 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

• Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.$$

$$b = 1\text{m}, \quad d = 0.9 \times h_t = 0.27\text{m}$$

$$T_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{65143.66 \times 1}{397.25} \times \frac{4.1}{2} = 336.17\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{336.17 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.25\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier, consiste à la vérification des contraintes du RDC.

Le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : hauteur du radier (0.9m)

✓ **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14.251\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.839\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_x = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 23048.9\text{m}^4$$

$$I_y = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 3830.52\text{m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \times V \quad (V : X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

M_0 Tiré à partir du logiciel

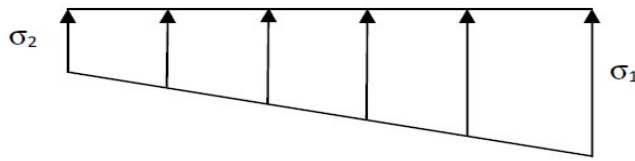


Figure X 2-1- Diagramme des contraintes

$M_{0x} = 65143.66 \text{ KN.m}$ $M_{0y} = 41517.7 \text{ KN.m}$
 $V_{0x} = 2153.76 \text{ KN}$ $V_{0y} = 2041.95 \text{ KN}$
 $N_u = 65143.66 \text{ KN}$ $N_s = 47376.67 \text{ KN}$

	M (KN.m)	ELU			ELS			$1.3\sigma_{sol}$	Obs
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)		
Sens X	67082.04	205.45	122.49	184.71	160.74	77.79	140	266	CV
Sens Y	43355.45	185.35	53.17	152.31	185.35	53.17	152.31		CV

Tableau X – 2- 1- Récapitulatif des contraintes

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Vérification pour les poteaux:

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à **406.71 KN**

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 90cm

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.6 \times 25000}{1.5} = 4200 \text{ KN}$$

$N_u = 406.71 \text{ KN} < 4200 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ ml}$$

$N_u = 548.86 \text{ KN}$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,20 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.4 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 548.86 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

➤ **Ferraillage du radier :**

Le ferraillage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

- **1.35G + 1.5Q** → à l'ELU.
- **G + Q** → à l'ELS.
- **G + Q ± E** → RPA99 révisé 2003.
- **0.8G ± E** → RPA99 révisé 2003.

1. Ferraillage de la dalle :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91 révisé 99**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU, il sera vérifié ainsi à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont:

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 184.71 - \frac{9438.61}{397.25} = 160.95 \text{ KN/ml}$$

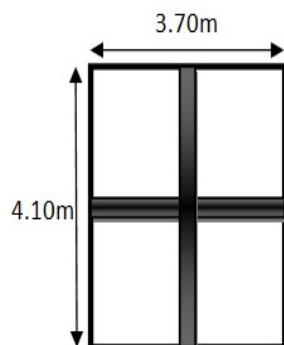
$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 152.31 - \frac{9438.61}{397.25} = 128.55 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau si dessous :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{3.7}{4.1} = 0.90$$

$$\rightarrow 0.4 < \rho < 1$$



Donc le panneau travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ν et du coefficient de Poisson ν ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

- Calcul à l'ELU :

$$q_u = 160.95 \text{ KN/ml} \quad , \quad v = 0$$

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0458 \quad ; \quad \mu_y = 0.778$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0458 \times 160.95 \times (3.70)^2 = 100.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.778 \times 100.92 = 78.52 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0,75M_x** ou **0,75M_y**

Moment sur appuis : **0,5 M_x** ou **0,5 M_y**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : **0,85M_x** ou **0,85M_y**

⇒ Moment sur appuis : **0,3M_x** ou **0,3 M_y** ⇒ **appuis de rive**
0,5 M_x ou **0,5 M_y** ⇒ **appuis intermédiaire**

- En travée : $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 100.92 = 75.69 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 78.52 = 58.89 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 100.92 = -50.46 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 78.52 = -39.26 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 30 \text{ cm}, \quad c = 3 \text{ cm}$$

❖ Sens de la petite portée : (lx)

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{75.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.074 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.074 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75.69 \times 10^3}{0.962 \times 27 \times 348} = 8.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d y^2 f_{bu}} = \frac{50.46 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.048 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50.46 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Sens de la grande portée : (ly)**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \, d y^2 f_{bu}} = \frac{58.89 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.89 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{HA}14 = 6.78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \, d y^2 f_{bu}} = \frac{39.26 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.26 \times 10^3}{0.981 \times 27 \times 348} = 4.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{H}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2. Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).**

Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} ; \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 \times \frac{(3 - 0.90)}{2} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_x = 2.27 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_x = 2.27 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly :

$$W_y \geq W_0 ; \quad W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_y = 2.16 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_y = 2.16 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement** :(BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2).

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Effort tranchant:

• **Suivant l_x :**
$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$$

$$T_u = \frac{160.95 \times 3.7 \times 4.10}{3 \times 4.10} = 198.51 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Suivant l_y :**
$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_u = \frac{160.95 \times 3.7 \times 4.1}{2 \times 4.1 + 3.7} = 205.18 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 128.55 \text{KN/ml} \quad , \quad \nu = 0.2$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \mu_x = 0.0529 \quad ; \quad \mu_y = 0.846$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0529 \times 128.55 \times (3.70)^2 = 93.09 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.846 \times 93.09 = 78.76 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0,75M_x** ou **0,75M_y**

Moment sur appuis : **0,5 M_x** ou **0,5 M_y**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : **0,85M_x** ou **0,85M_y**

Moment sur appuis : **0,3M_x** ou **0,3M_y** ⇒ **appuis de rive**
0,5 M_x ou **0,5 M_y** ⇒ **appuis intermédiaire**

• **En travée :** $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 93.09 = 69.82 \text{KN.m}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 78.76 = 59.07 \text{KN.m}$$

• **Aux appuis :** $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 93.09 = -46.55 \text{KN.m}$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 78.76 = -39.38 \text{KN.m}$$

4. Vérifications à l'ELS :

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

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_{te}, (110\sqrt{\eta \times f_{t2}})\eta\right) = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \rightarrow \min(266.6; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **En travée : $M_{t \max} = 69.82 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{69.82 \times 1000}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 308.21 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \rho = 0.342 \rightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{308.2}{39.95} = 7.71 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

- **Aux appuis: $M_a \max = 59.07 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 ; \rightarrow \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{59.07 \times 1000}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 260.76 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \rho = 0.342 \rightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{260.76}{39.95} = 6.53$$

$\sigma_{bc} = 6.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

➤ **Ferraillage de débord :**

Le débord doit être calculé comme une console encadrée au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et à la nervure, donc les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

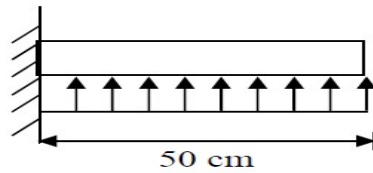


Figure X 2-2- Schéma statique du débord

X-3-Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est 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.

- **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

- **Charge triangulaire:**

$$L_m = 0.333 \times l_x$$

$$L_t = 0.25 \times l_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q_m = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q_t = q \times L_t$

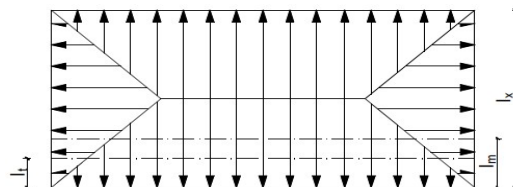


Figure X -3-1- Modes de transmission de charges

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 184.71 - \frac{9438.61}{397.25} - \frac{2288.25}{183.06} = \mathbf{148.45 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{ELS: } q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 152.31 - \frac{9438.61}{397.25} - \frac{2288.25}{183.06} = \mathbf{116.05 \text{ KN/m}^2}$$

Le calcul se fera pour les nervures de la file (3) et la file (B) :

1. Calcul à l'ELU:

- ❖ Sens XX (file 3) :

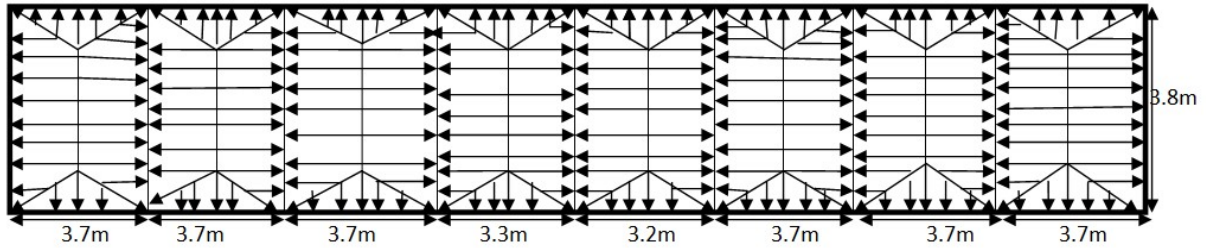


Figure X-3-2- Schéma explicatif de la répartition des charges dans la nervure (sens XX)

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
H-I	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93	148.45	182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59		138.06	
G-H	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93		182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59	138.06		
F-G	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93		182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59	138.06		
E-F	2-3	3.2	3.8	0.84	triangle	1.06	0.8		157.36	314.72	118.76	237.52
	3-4	3.2	4.1	0.78	triangle	1.06	0.8		157.36	118.76		
D-E	2-3	3.3	3.8	0.87	triangle	1.1	0.83		163.29	326.58	123.21	246.42
	3-4	3.3	4.1	0.80	triangle	1.1	0.83		163.29	123.21		
C-D	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93		182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59	138.06		
B-C	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93		182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59	138.06		
A-B	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	0.93		182.59	365.18	138.06	276.12
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23	0.93		182.59	138.06		

Tableau X – 3- 1- Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

Pour la détermination des efforts, nous allons utiliser le logiciel ETABS :

Moment fléchissant :

Schéma statique :

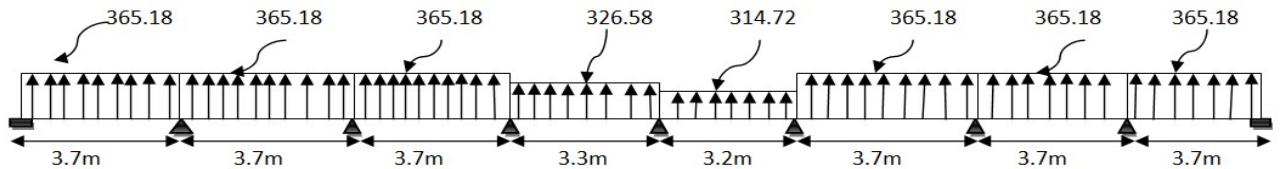


Figure X-3-3- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

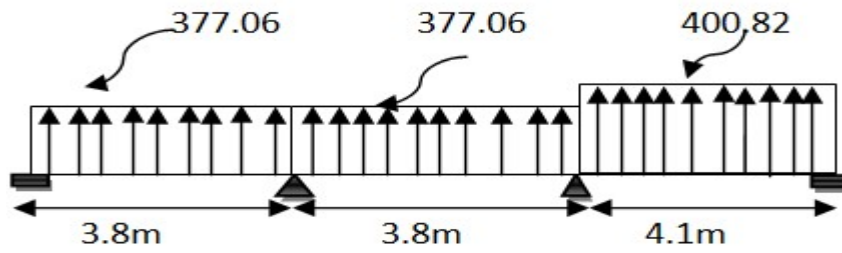


Figure X –3-7- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

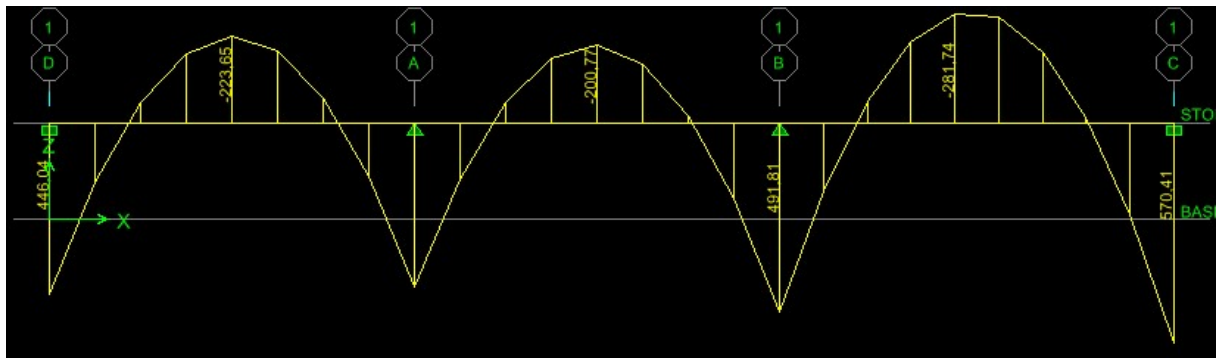


Figure X – 3-8- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Effort tranchant :

Schéma statique :

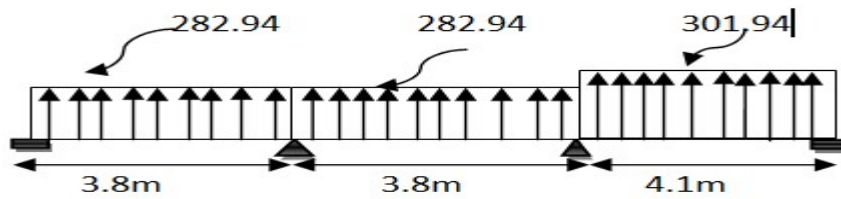


Figure X – 3-9- Schéma statique des nervures (effort tranchant)

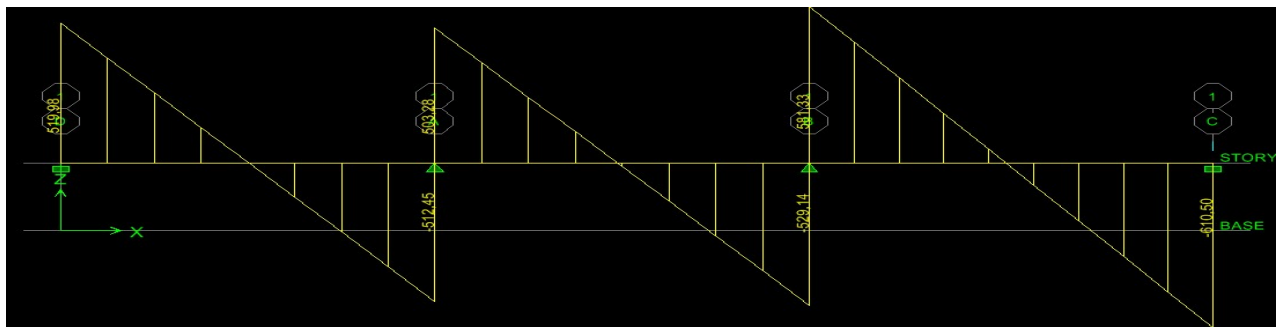


Figure X – 3-10- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Après analyse nous avons tiré les résultats suivant :

❖ **Sens XX (file3) :**

Moments aux appuis:

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉
405.08	400.86	415.46	354.59	241.24	335.92	419.9	399.75	405.58

Tableau X – 3-3- Moments fléchissant max aux appuis

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇	M ₇₋₈	M ₈₋₉
-202.69	-197.5	-220.64	-130.67	-98.7	-227.76	-195.84	-203.00

Tableau X – 3-4- Moments fléchissant max en travées

Effort tranchant:

T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈	T ₉
490.87	-489.15	502.43	-477.59	-362.15	472.92	-507.1	488.82	-491.109

Tableau X – 3-5- Efforts tranchants max

❖ **Sens YY (file B):****Moments aux appuis:**

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
446.04	427.23	491.81	570.41

Tableau X –3-6- Moments fléchissant max aux appuis

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄
-223.65	-200.77	-281.74

Tableau X – 3-7- Moments fléchissant max en travées

Effort tranchant:

T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
519.98	-512.45	581.33	-601.50

Tableau X – 3-8- Efforts tranchants max

➤ **Ferrailage:**

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations, et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

h = 90 cm ; b = 50 cm ; c = 5 cm

1. **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC ».

		Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sens XX	Appuis	M _a = 419.9	14.58	4.89	5HA20	15.7
	Travée	M _t = -227.76	7.89		5HA16	10.05
Sens YY	Appuis	M _a = 570.41	20.55		5HA20 (fil) +3HA16 (chap)	21.73
	Travée	M _t = -281.74	9.82		5HA16	10.05

Tableau X – 3-9- Ferrailage des nervures

2. Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

$$A_{\min} = 50 \times 90 \times 0.005 = 22.5 \text{ cm}^2$$

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens XX	Appuis	10HA20 = 31.41	22.5	CV
	Travée	10HA16 = 20.10		CV
Sens YY	Appuis	10HA20+3HA16 = 37.44		CV
	Travée	10HA16 = 20.10		CV

Tableau X – 3-10: Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

3. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquera d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

4. Calcul des armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; b/10, \varphi_l)$$

φ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min (90/35 ; 50/10, 2) = (25.7\text{mm} ; 50\text{mm} ; 20\text{mm})$$

Soit : $\varphi_t = 10\text{mm}$

$$\text{On opte pour : } 2 \text{ cadre } \varphi 10 + \text{ épingle} \Rightarrow A_t = 4\text{HA10} + 2\text{HA8} = 4.14 \text{ cm}^2$$

5. Espacement des armatures transversales:

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \{h/4 ; 12\varphi_t\}$$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

En zone nodale : $S_t \leq \min \{90/4 ; 12 \times 1\} = 12\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 90/2 = 45\text{cm}$

Soit :

En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

• **La quantité d'armatures transversales minimale:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 s_t \times b$$

$A_t = 0.003 s_t \times b$		$A_{calculée}$ (cm^2)	OBS
En zone nodale	En zone courante		
1.5	2.25	4.14	Cv

Tableau X – 3-11- Vérification des quantités d'armatures transversales

➤ **Vérfications à l'ELU:**

1. **Vérfication des contraintes tangentielles :**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérfier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.$$

Avec : $d=h-c$

	$T_u(\text{KN})$	$\tau_u (\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u (\text{MPa})$	Observation
Sens XX	507.1	1.19	2.5	CV
Sens YY	601.5	1.41		CV

Tableau X – 2-12- Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures

➤ **Calcul à l'ELS:**

1. Sens XX (file C):

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
H-I	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23	116.05	142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	
G-H	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23		142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	
F-G	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23		142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	
E-F	2-3	3.2	3.8	0.84	triangle	1.06		123.01	246.02
	3-4	3.2	4.1	0.78	triangle	1.06		123.01	
D-E	2-3	3.3	3.8	0.87	triangle	1.1		127.66	255.32
	3-4	3.3	4.1	0.80	triangle	1.1		127.66	
C-D	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23		142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	
B-C	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23		142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	
A-B	2-3	3.7	3.8	0.97	triangle	1.23		142.74	285.48
	3-4	3.7	4.1	0.90	triangle	1.23		142.74	

Tableau X – 3-13- Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

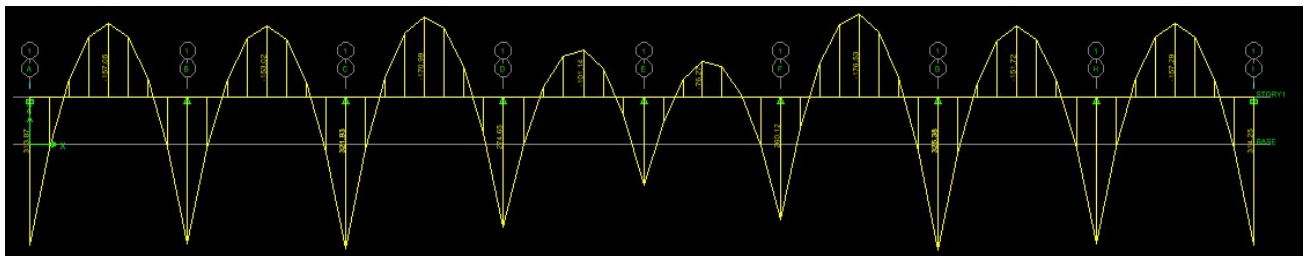


Figure X – 3-11- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

2. Sens XX (file 2) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
1-2	B-C	3.70	3.80	0.97	Trapèze	1.27	116.05	147.38	294.76
	C-D	3.70	3.80	0.97	Trapèze	1.27		147.38	
2-3	B-C	3.70	3.80	0.97	Trapèze	1.27		147.38	294.76
	C-D	3.70	3.80	0.97	Trapèze	1.27		147.38	
3-4	B-C	3.70	4.10	0.90	Trapèze	1.35		156.67	313.34
	C-D	3.70	4.10	0.90	Trapèze	1.35		156.67	

Tableau X – 3-14- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

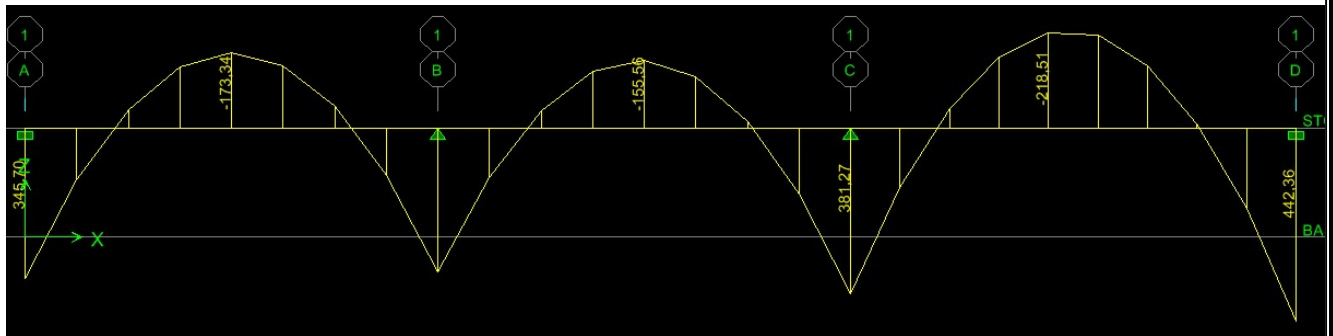


Figure X –3-12- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	$M_a = 325.38 \text{KN.m}$	$M_t = -176.53 \text{KN.m}$
Sens YY	$M_a = 442.36 \text{KN.m}$	$M_t = -218.51 \text{KN.m}$

Tableau VI – 2-15- Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

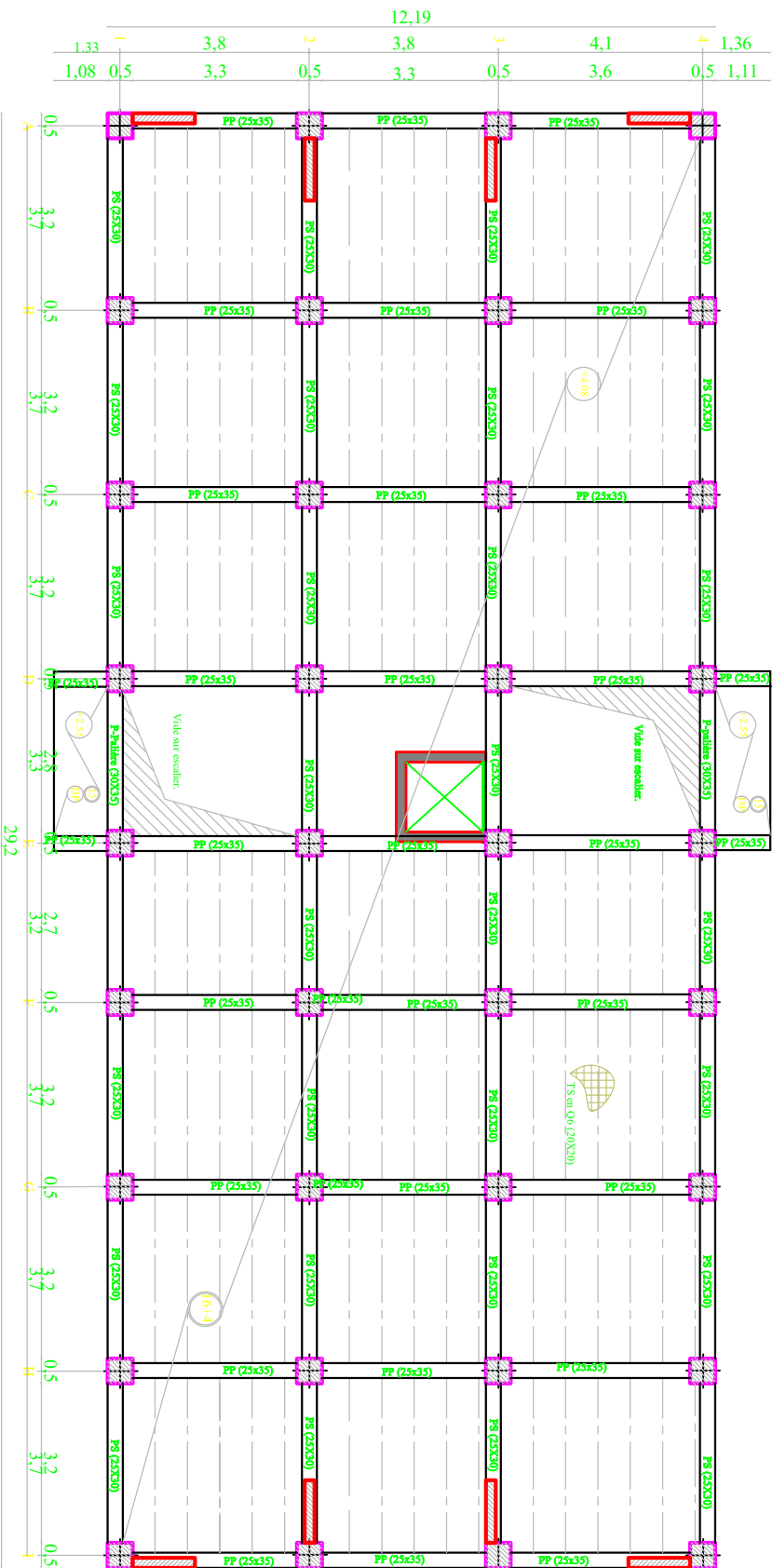
Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Sens XX	Appuis	$M_a = 325.38$	15.7	67	201.63	5.85	15
	Travée	$M_t = -176.53$	10.05	43.2		3.98	
Sens YY	Appuis	$M_a = 442.36$	21.73	84.3		7.46	
	Travée	$M_t = -218.51$	10.05	58.1		4.64	

Tableau VI – 2-16-Vérifications des contraintes dans le béton

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées

COFFRAGE DE PLANCHER NIV +4.08 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMARI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

TITRE:
 PLAN DE COFFRAGE
 DE PLANCHER
 NIV +4.08m

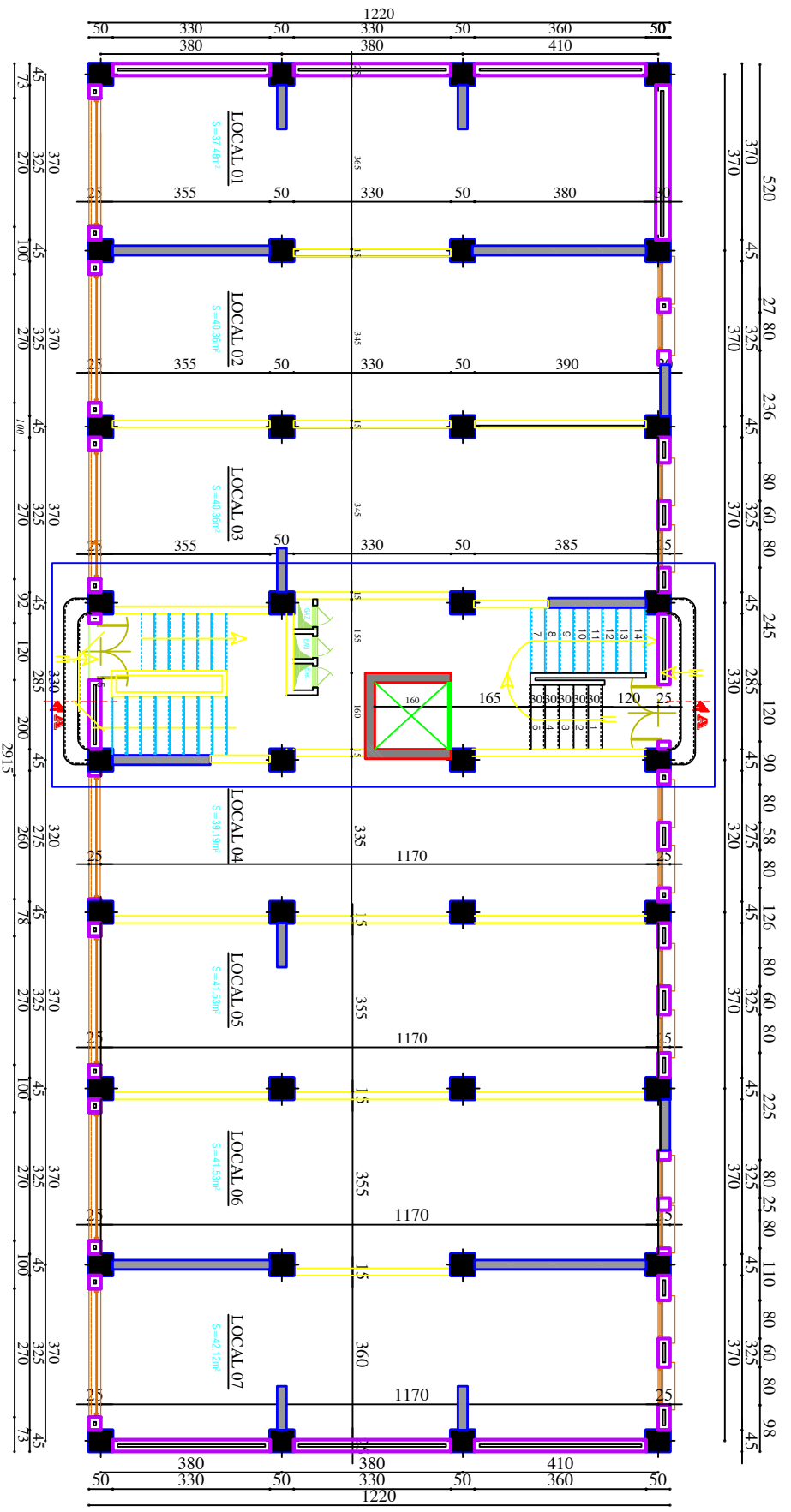
ETUDE PAR:
 Melle:KHELJET RAZIKA
 Melle:BELKADI KENZA

DIRIGE PAR:
 Mr. HAMIZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERTI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Melle: KHELIL RAZIKA
 Melle: BELKADIKENZA

TITRE:
 PLAN D'ARCHITECTURE
 DE RDC

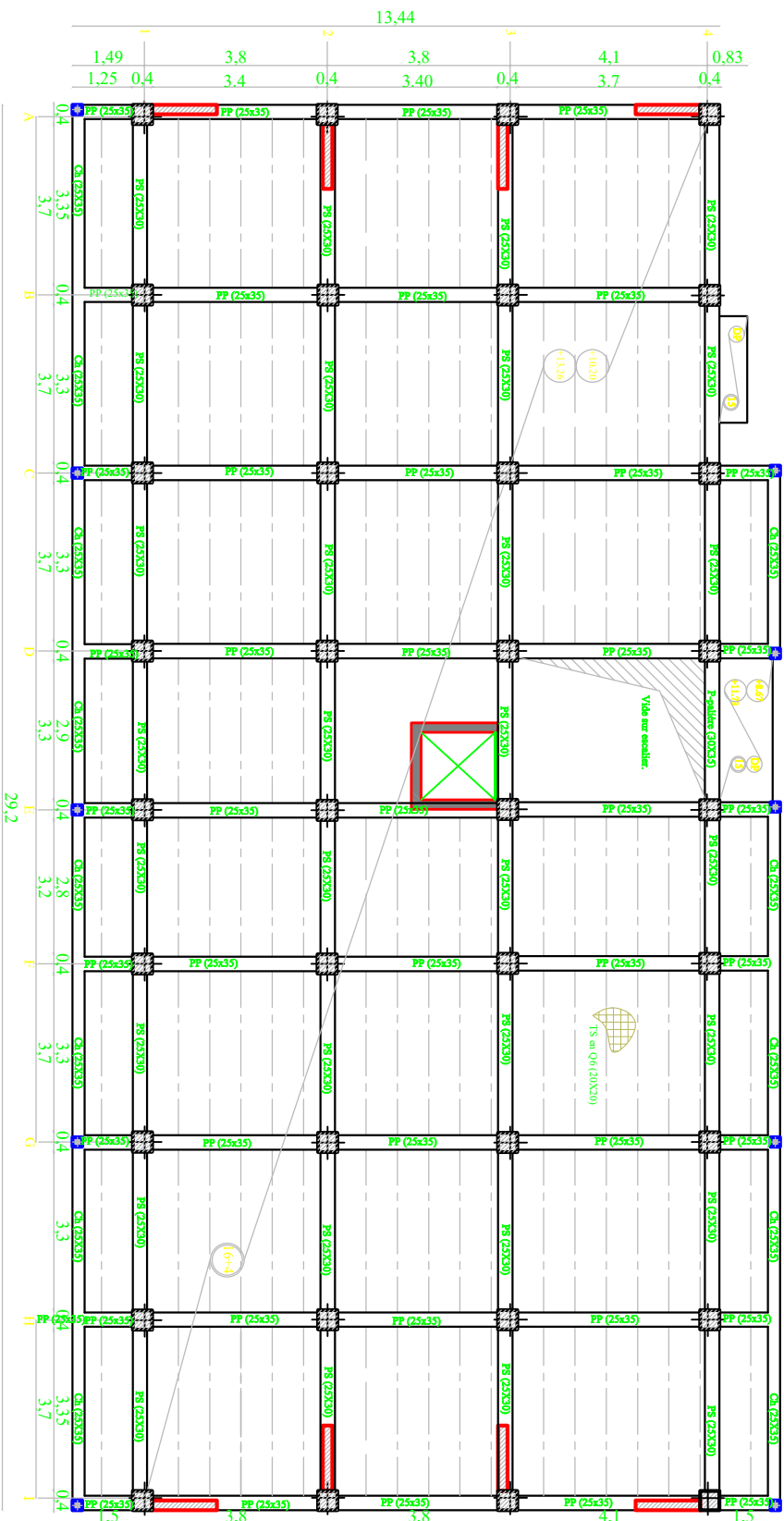
DIRIGE PAR:
 Mr. HAMIZI

PROMOTION

2020

ECHELLE: 1/25

COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +10.20m,+13.26m



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMARI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Me:KHEBIL RAZIKA
 Me:BAKADI KENZA

TITRE:
 PLAN DES PLANCHERS
 NIV +10.20m,+13.26m

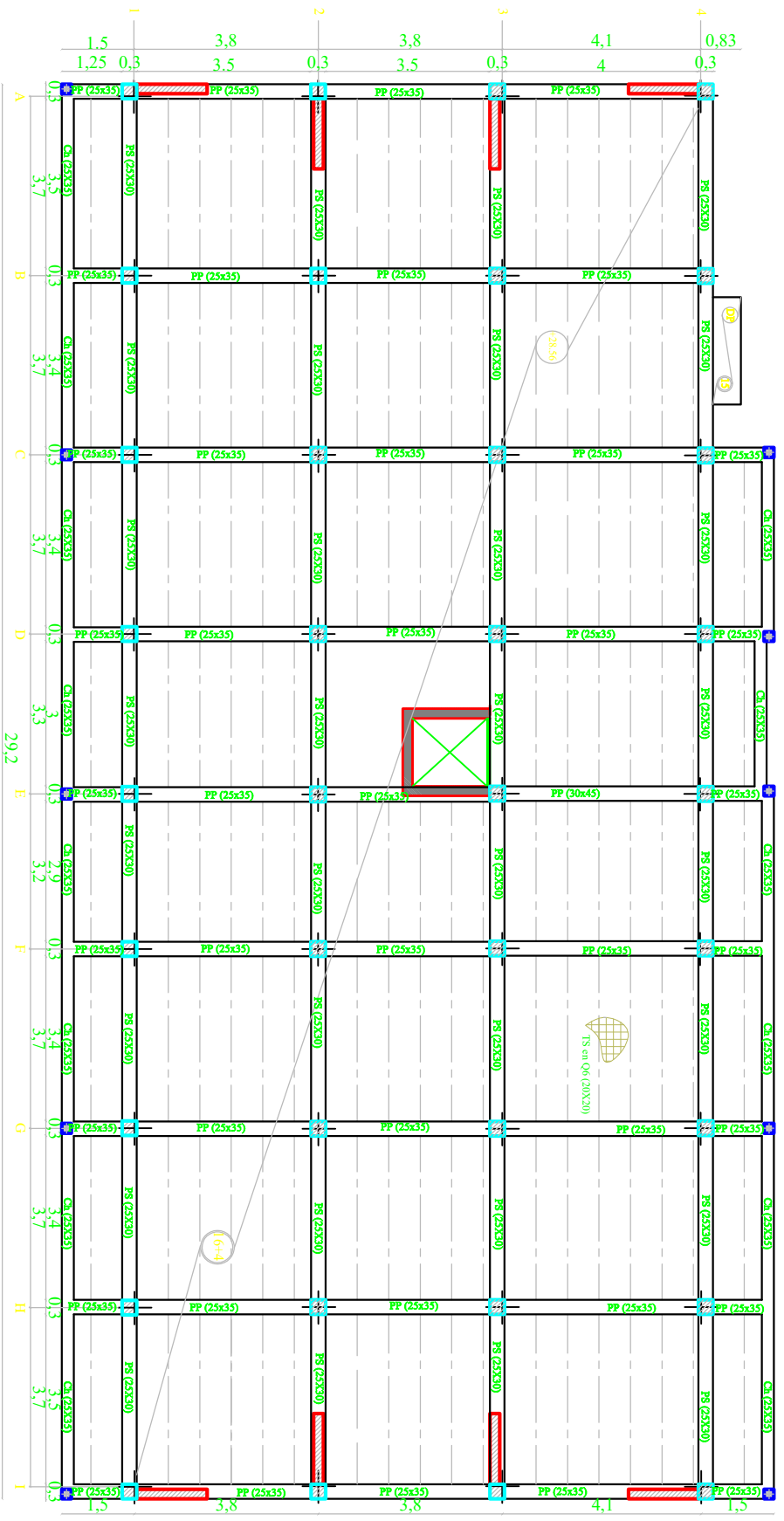
DIRIGE PAR:
 Mr:HAMZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25

COFFRAGE DE PLANCHER NIV +28.56m



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERTI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MelicKHELILRAZKA
 MelicBEHKAADI KENZA

DIRIGE PAR:
 Mr. HAMIZI

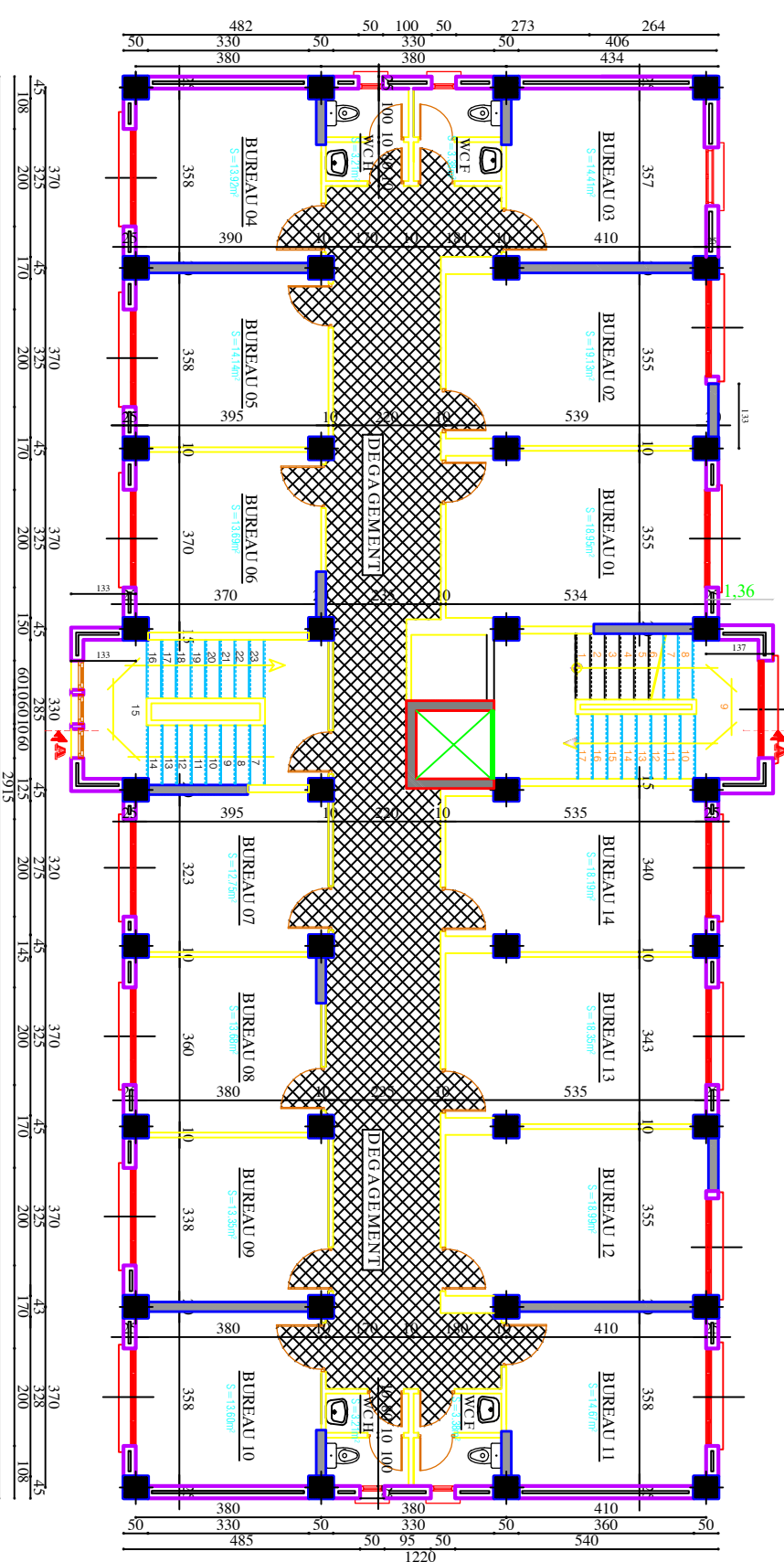
TITRE:
 PLAN DE COFFRAGE
 PLANCHER
 NIV + 28.56m

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25

145	120	105	45	200	325	233	45	200	325	150	200	125	200	145	200	233	45	200	325	108	200	105	
370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMARI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MeLle-KHELJI RAZIKA
 MeLle-BELKADI KENZA

TITRE:
 PLAN D'ARCHITECTURE
 DE L'ETAGE DE SERVICE

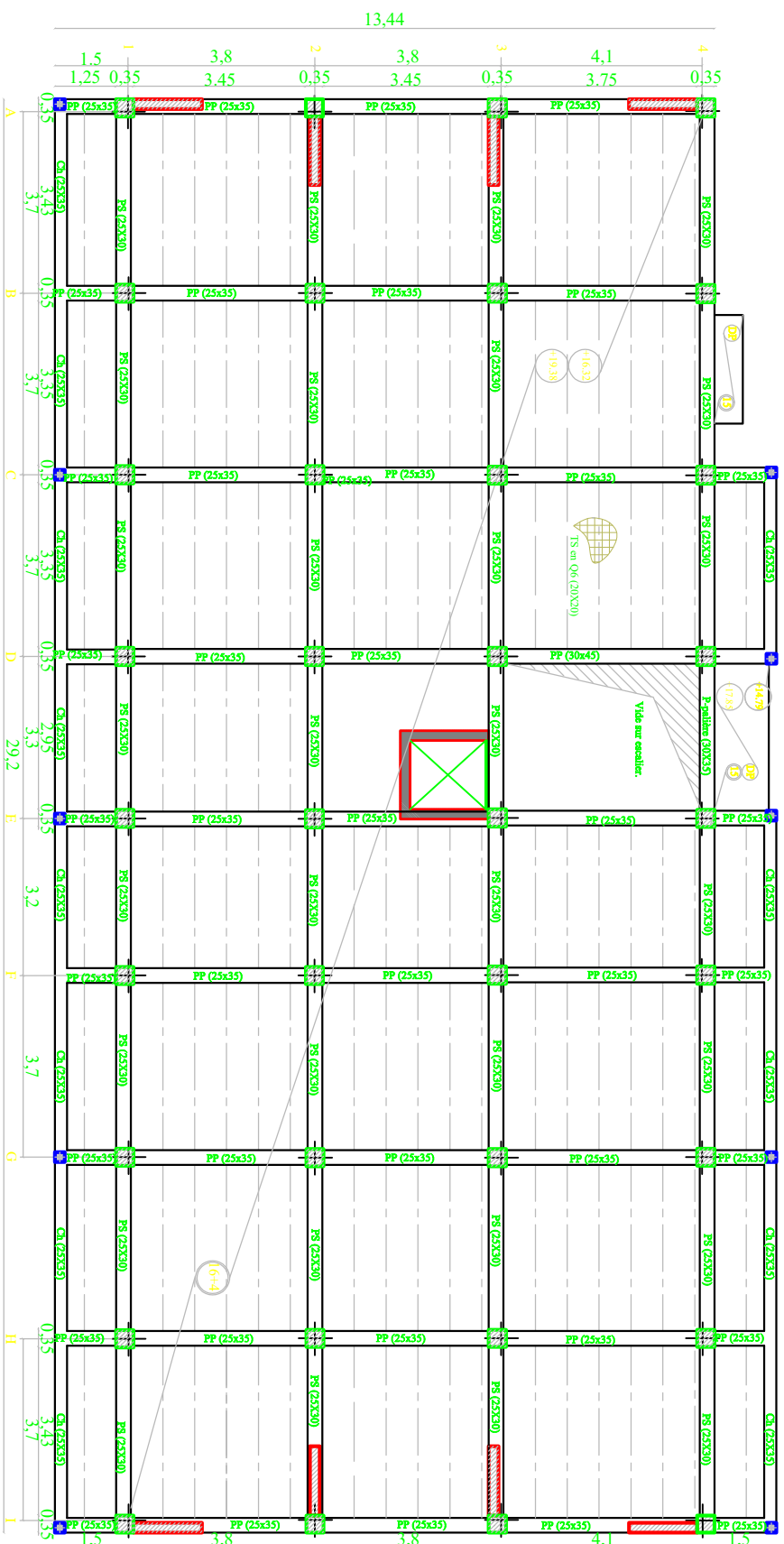
DIRIGE PAR:
 Mr. HAMZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25

COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +16.32m,+19.38m



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERTI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Me:KHELIF RAZKA
 Me:BELKADI KENZA

TITRE:
**PLAN DES COFFRAGE
 DES PLANCHERS
 NIV+16.32m, 19.38m**

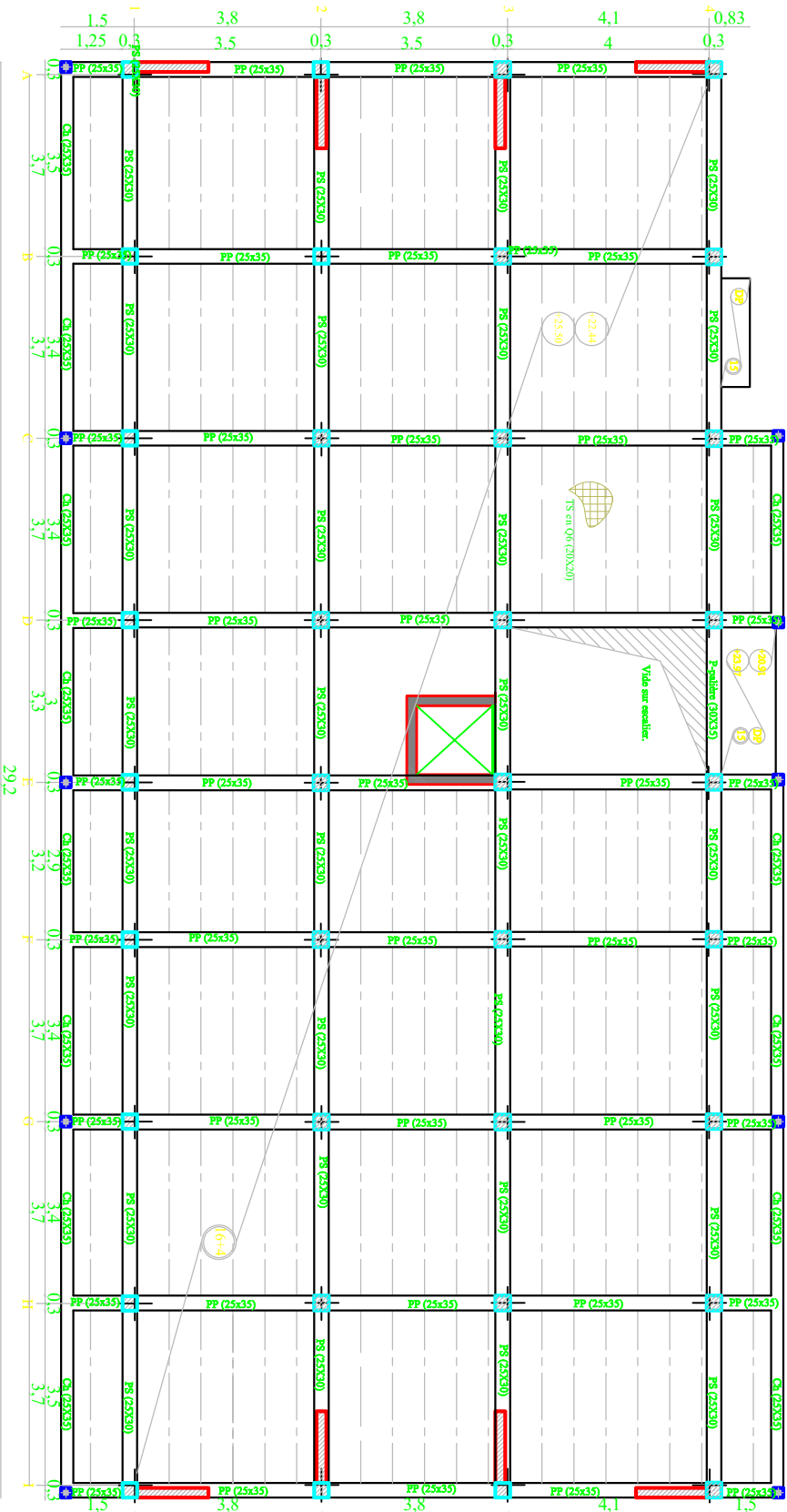
DIRIGE PAR:
 M: HAMZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25

COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +22.44m,+25.50m



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERI TIZIOUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MeL:KHELFI RAZIKA
 MeL:BELKADIKENZA

TITRE:
 PLAN DE COFFRAGE
 DES
 PLANCHERS

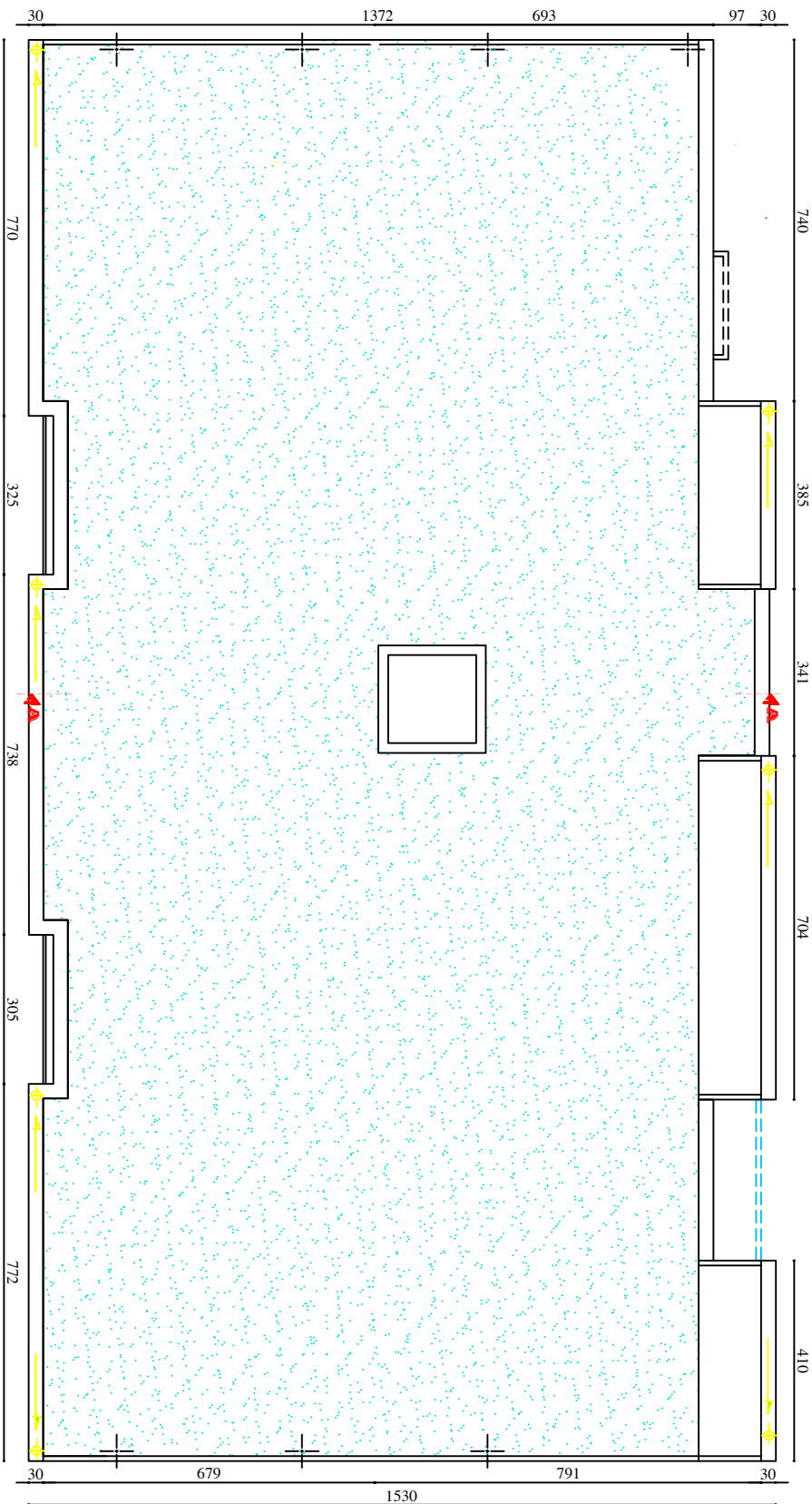
DIRIGE PAR:
 Me: HAMZI

NIV 22.44m,25.50m

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMARI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Meille:KHELJI RAZKA
 Meille:BELKADI KENZA

TITRE:
**PLAN D'ARCHITECTURE
 DE TOITURE**

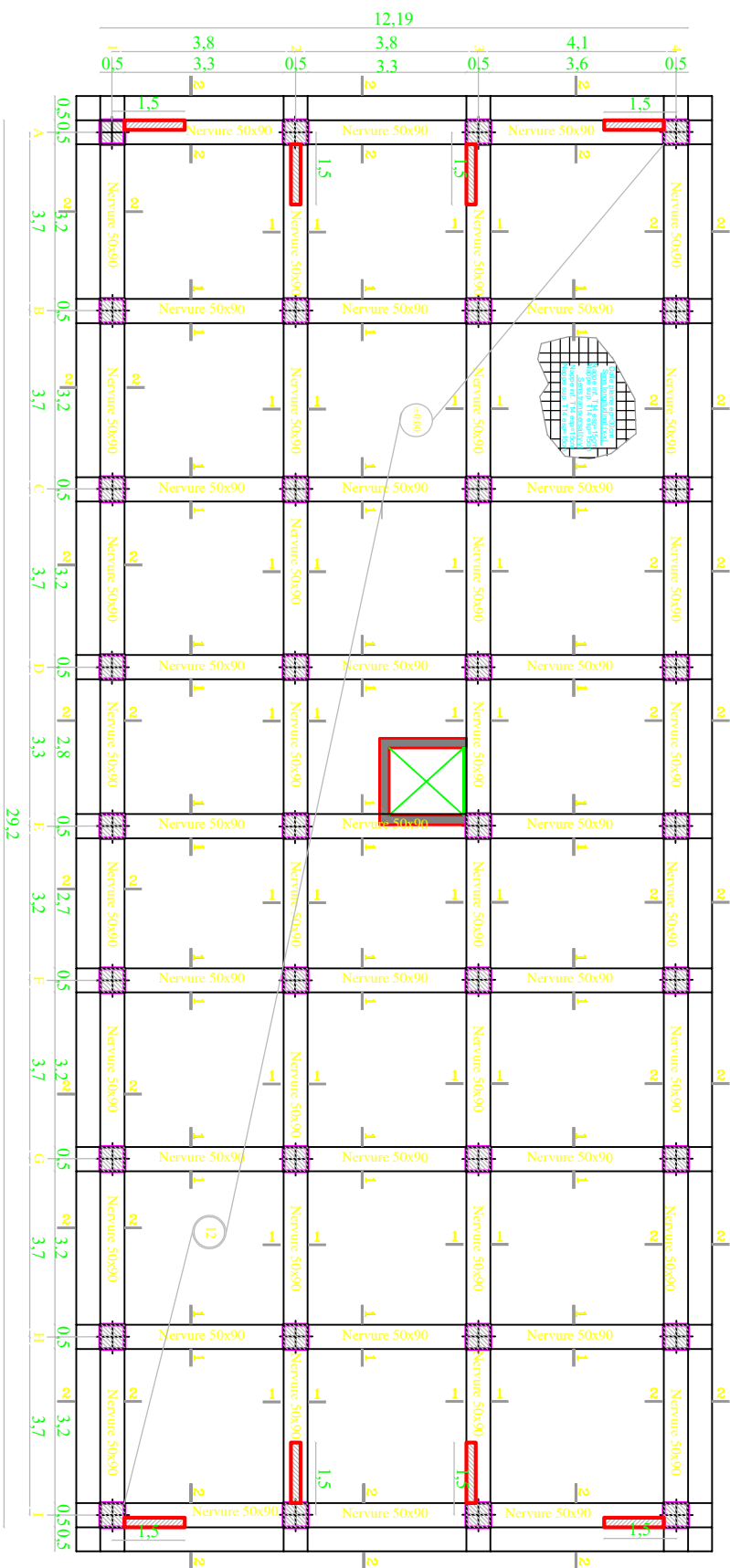
DIRIGE PAR:
 Mr: HAMIZI

PROMOTION

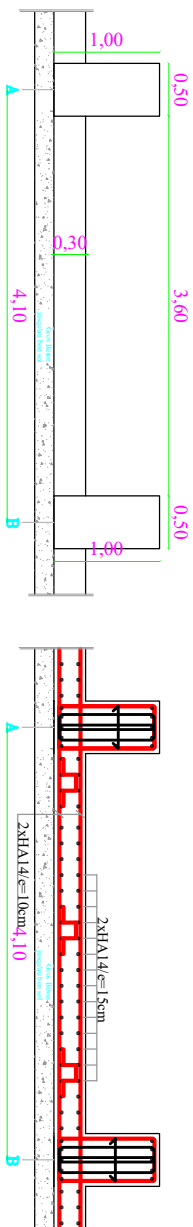
2020

ECHELLE:1/25

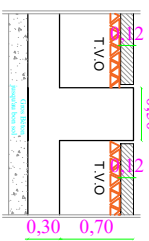
COFFRAGE DES FONDATIONS NIV. ±0.00m



Coffrage & Ferrailage du tablier



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERTI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MELIECKHEITI KAZIKA
 MELIEBELKAIDI KENZVA

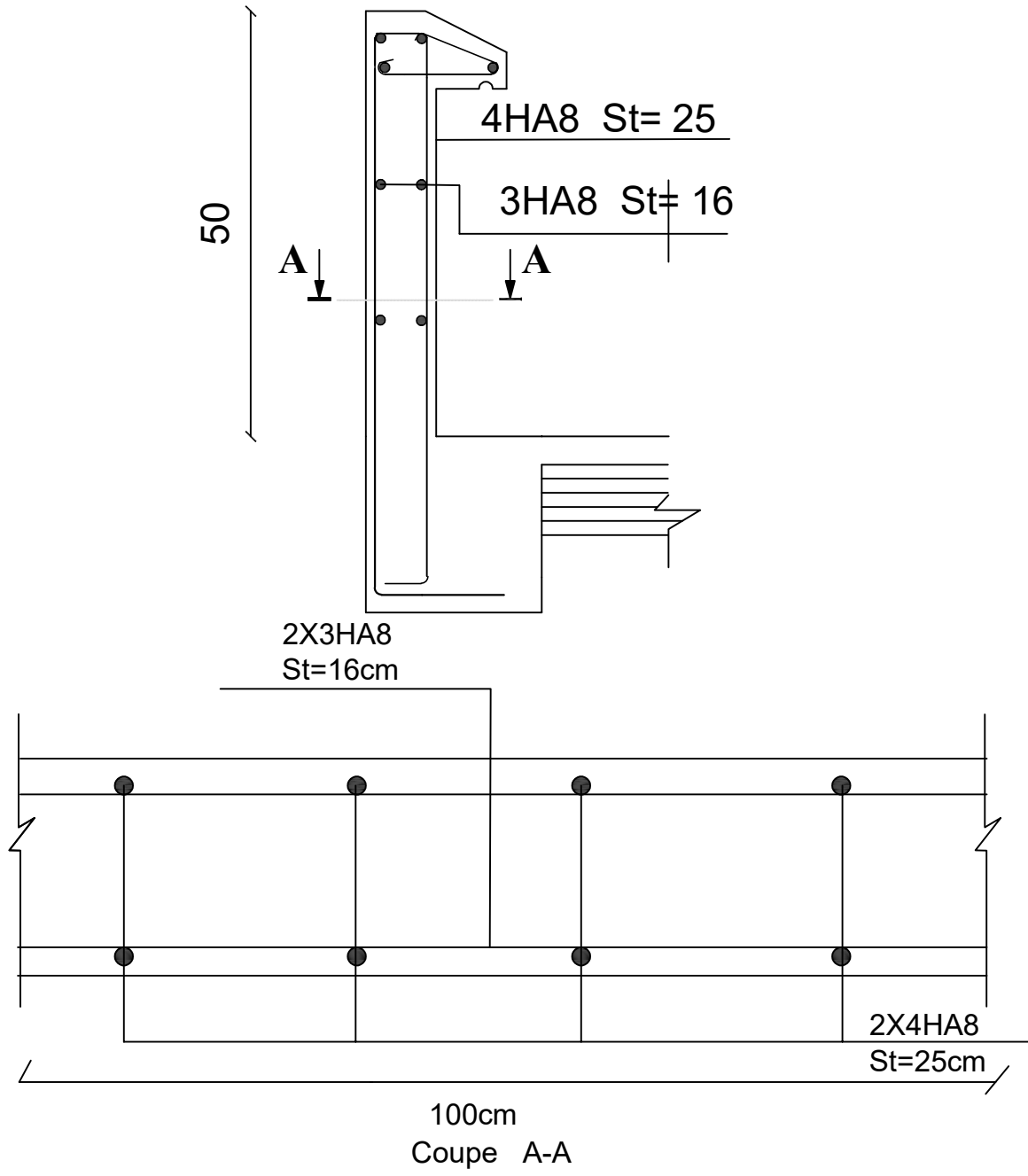
TITRE:
**PLAN DE COFFRAGE
 DES FONDATIONS**

DIRIGE PAR:
 MF. HANIZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle KHELIFI RAZIKA
 Melle BELKADI KENZA

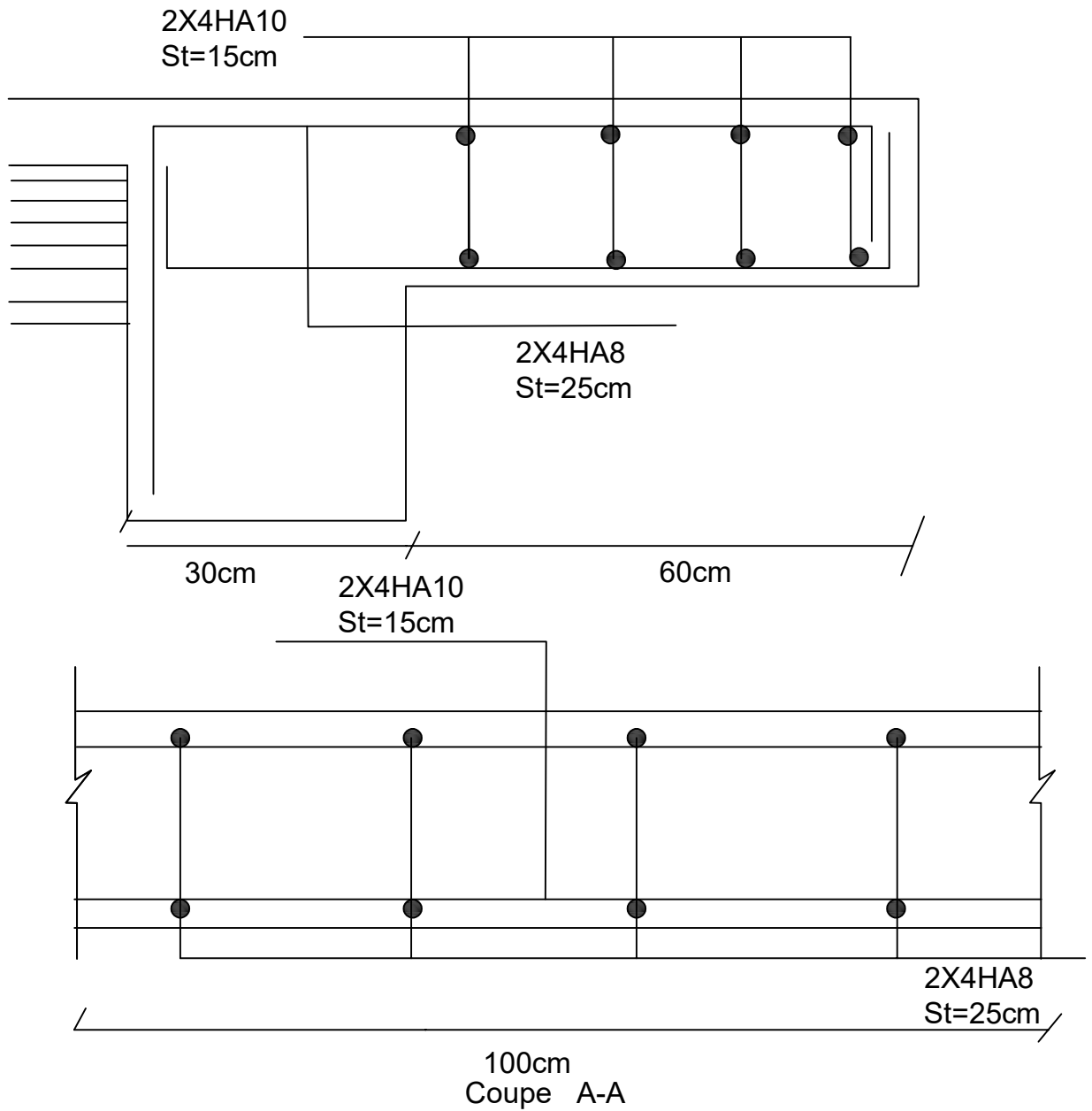
DIRIGE:
 Mr HAMIZI

PLAN DE FERRAILLAGE DE ACROTERE

PROMOTION

2020

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle KHELIFI RAZIKA
 Melle BELKADI KENZA

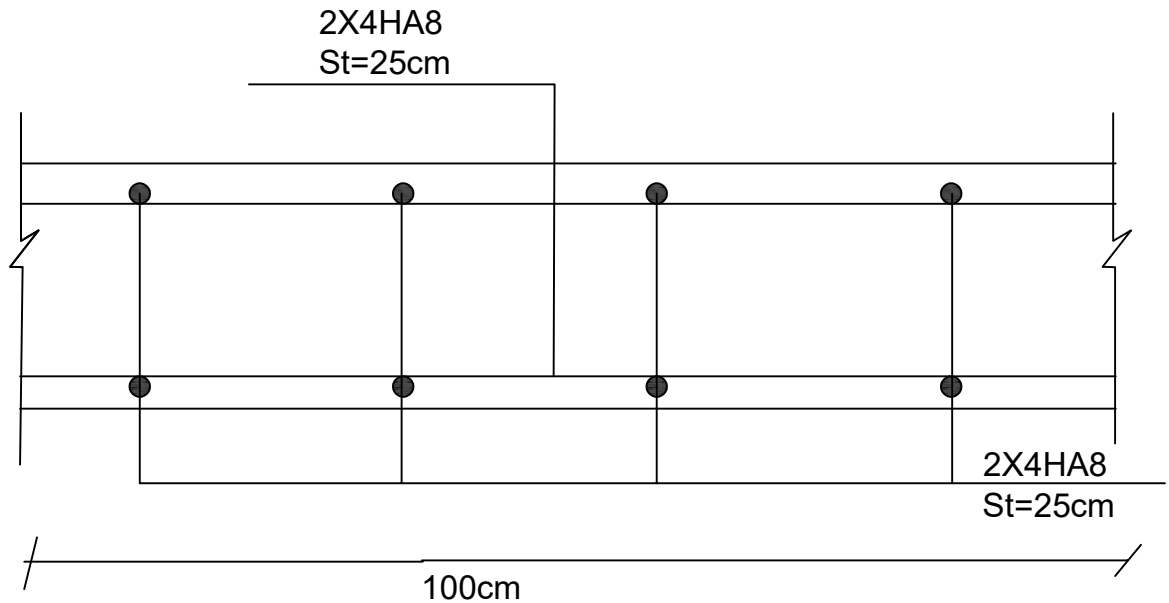
DIRIGE:
 Mr HAMIZI

PLAN DE FERRAILLAGE DE BALCON

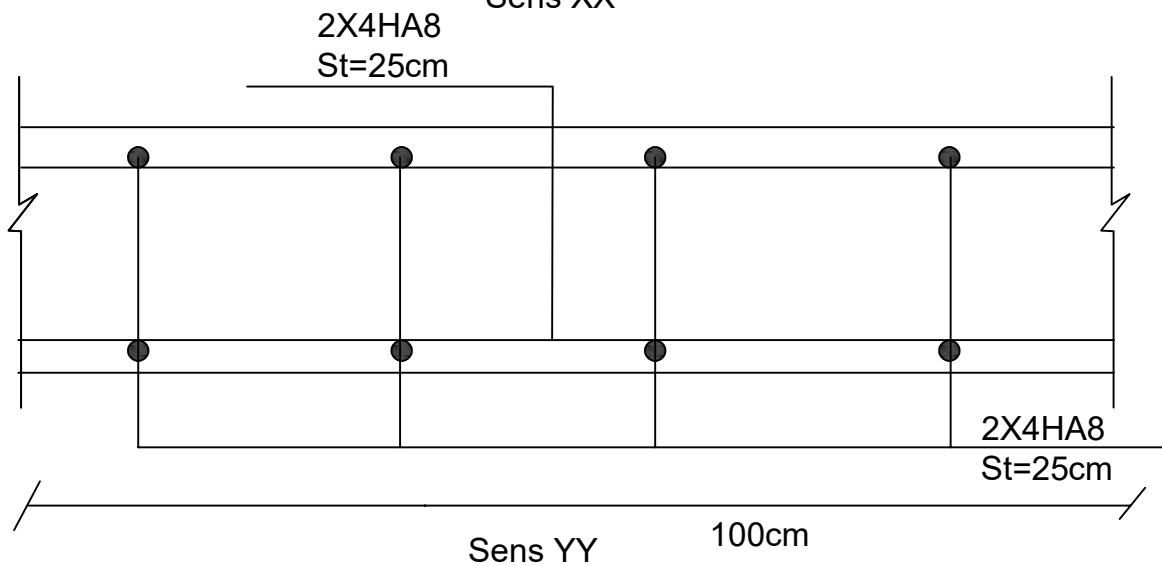
PROMOTION

2020

ECHELLE 1/50



Sens XX



Sens YY

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle KHELIFI RAZIKA
Melle BELKADI KENZA

DIRIGE:

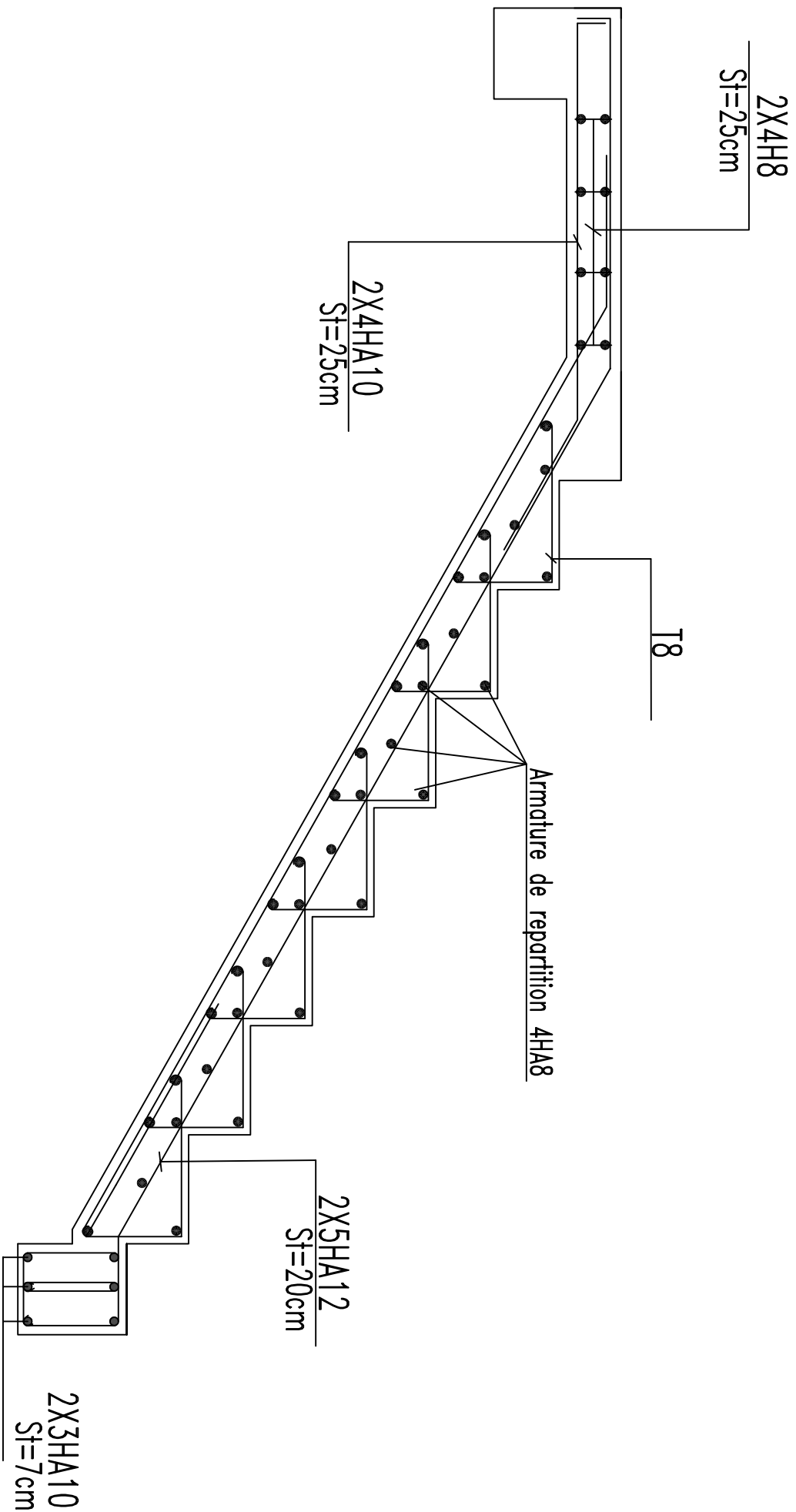
Mr HAMIZI

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE SALLE MACHINE

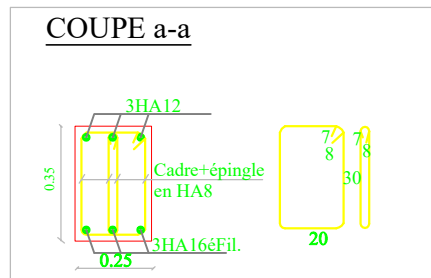
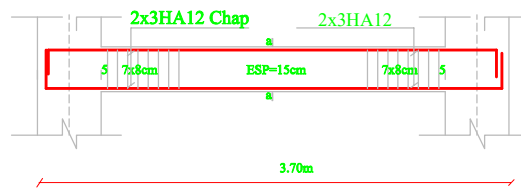
PROMOTION

2020

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMRI TIZI OUZOU FACULTE DE GINE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GINE CIVIL		
ETUDE PAR: Meille RAZIKA KHELIFI Meille BELKADI KENZA		
PLAN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER		
DIRECTION PAR: M ^r HAMIZI		
PROMOTION	2020	ECHELLE : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle KHELIFI RAZIKA
 Melle BELKADI KENZA

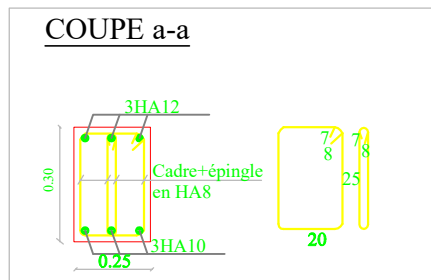
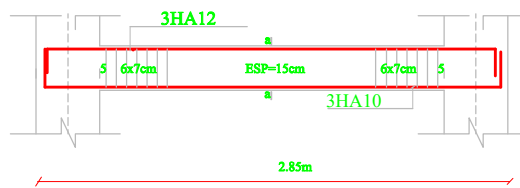
DIRIGE:
 Mr HAMIZI

PLAN DE FERRAILLAGE DE POUTRE DE CHAINAGE

PROMOTION

2020

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle KHELIFI RAZIKA
 Melle BELKADI KENZA

PLAN DE FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE

DIRIGE:
 Mr HAMIZI

PROMOTION

2020

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GINIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle:KHELIFI RAZIKA
 Melle:BELKADI KENZA

TITRE:
 COUPE A-A

DIRIGE PAR:
 Mr: HAMIZI

PROMOTION

2021

ECHELLE:1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle:KHELIFI RAZIKA
 Melle:BELKADI KENZA

TITRE:
 FAÇADE PRINCIPALE

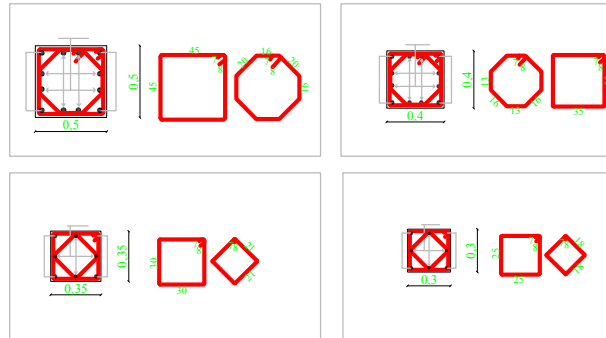
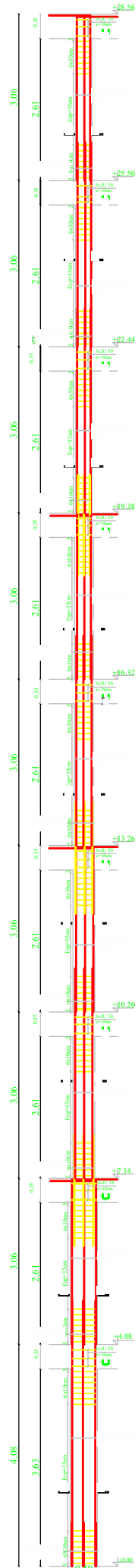
DIRIGE PAR:
 Mr. HAMZI

PROMOTION

2020

ECHELLE: 1/25

Coffrage et Ferrailage des Poteaux:



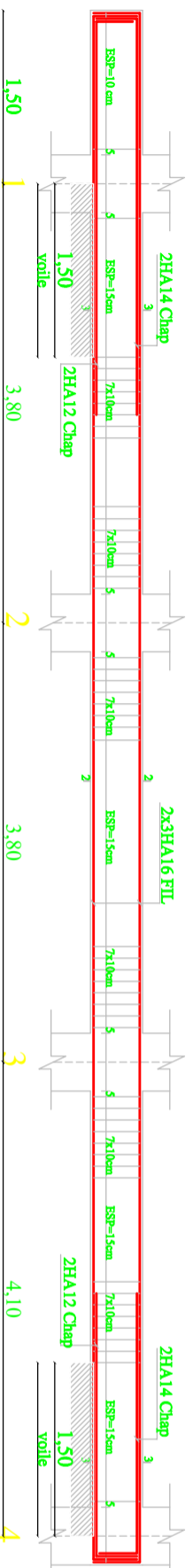
Coffrage et Ferrailage des poutres Principales (25x35):

TYPE 2: Poutres principale adhérent aux voiles

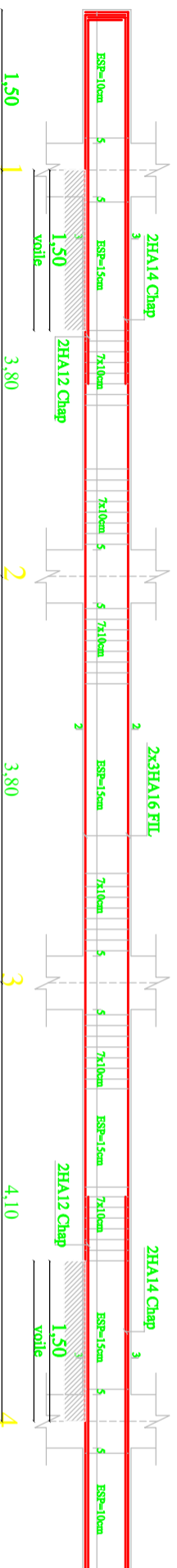
AXE A,I ,niveau +4.08m (zone 1)



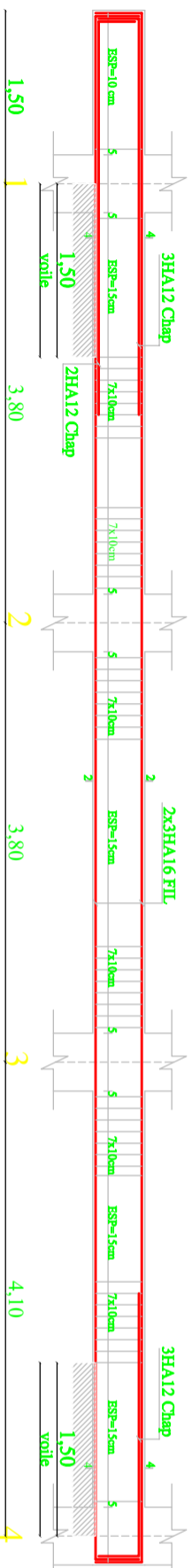
AXE A, niveau +7.14m à +19.38m (zone 2 et 3)



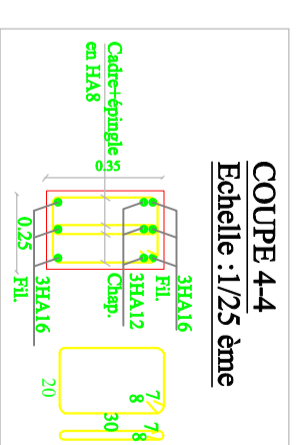
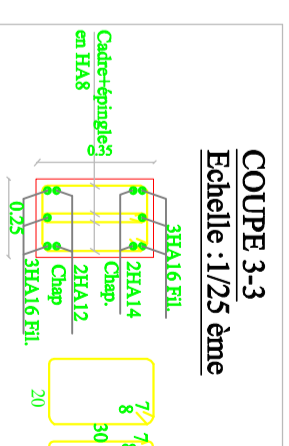
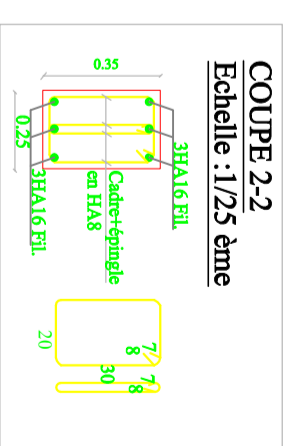
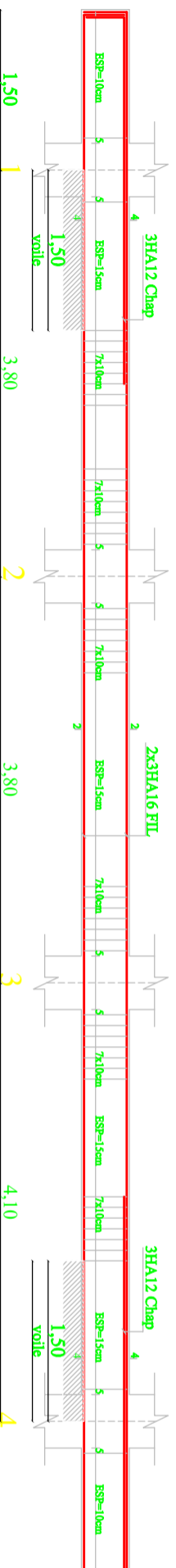
AXE I, niveau +7.14m à +19.38m (zone 2,3)



AXE A, niveau +22.44m à +28.56m (Zone 4)



AXE I, niveau +22.44m à +28.56m (zone 4)



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOUL
OUD MAMMERY TIZI OUZU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Melle:KHELIFI RAZIKA
Melle:BELKADIKENZA

DIRIGE PAR:
MF. HAMIZI

TITRE:
FERRAILLAGE DES
OUTRES PRINCIPALES
ADHERER AUX
VOILES

PROMOTION

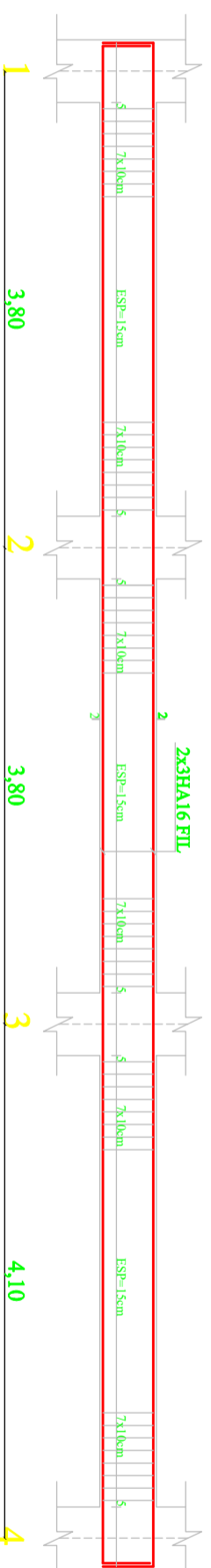
2020

ECHELLE:1/25

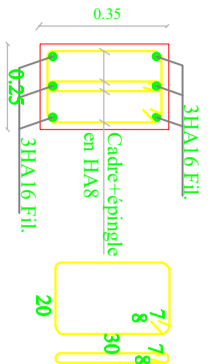
Coffrage et Ferrailage des poutres Principales (25x35):

TYPE 1 : Poutres principale non adhérent aux voiles

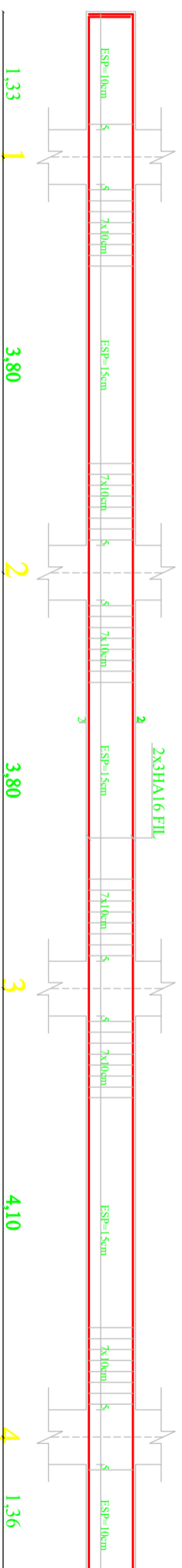
AXE B,C,F,G,H niveau +4.08m (zone 1)



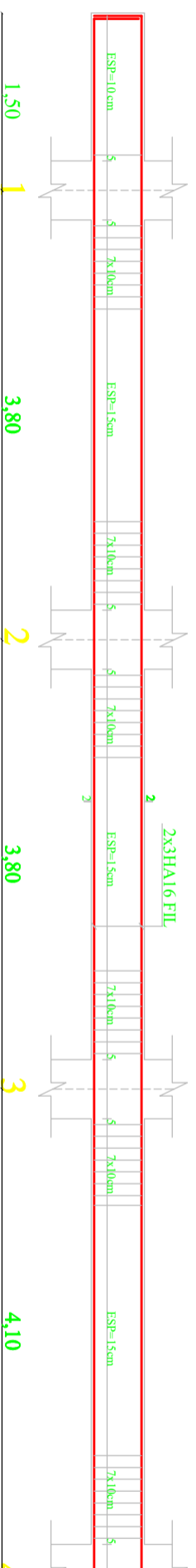
COUPE 2-2
Echelle : 1/25 ème



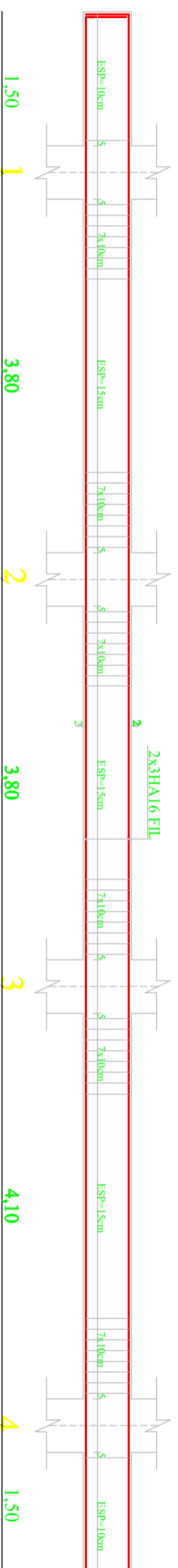
AXE D,E, niveau +4.08m (zone 1)



AXE B niveau +7.14m à +28.56m, (zone 2,3,4):



AXE C,D,E,F,G,H, niveau +7.14m à +28.56m (zone 2,3,4):



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOUL
OUD MAMMERRI TIZI OUZU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle:KHELIFI RAZIKA
Melle:BELKADI KENZ'A

DIRIGE PAR:
Mr: HAMIZI

TITRE:
FERRAILLAGE DES
POUTRES PRINCIPALES
NON ADHERER AUX
VOILES

PROMOTION

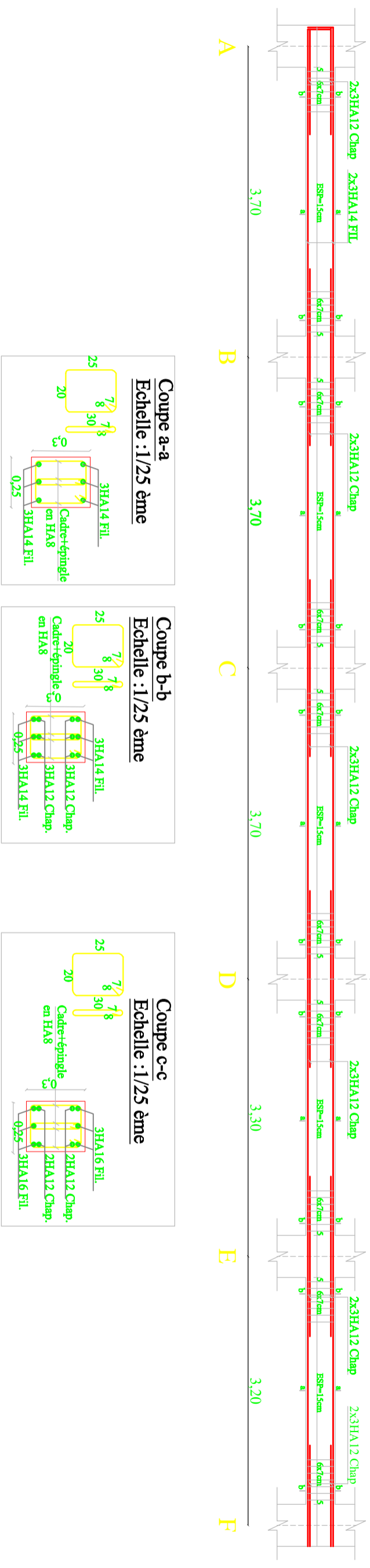
2020

ECHELLE:1/25

Coffrage et Ferrailage des poutres secondaires (25x30):

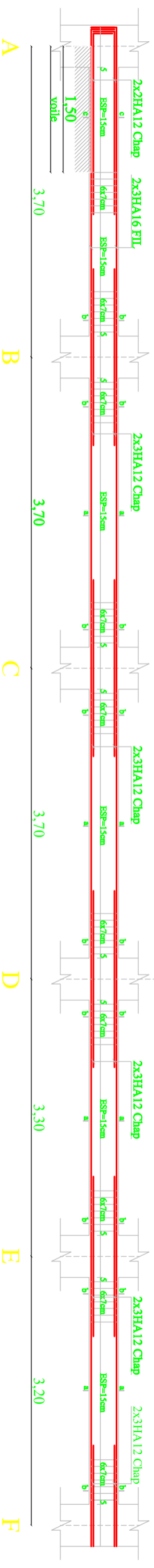
TYPE 1: Poutres secondaires non adhérent aux voiles

AXE 1,4 (Tout les niveaux) :



TYPE 2: Poutres secondaires adhérent aux voiles

AXE 2,3 (Tout les niveaux) :



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERY TZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GINIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Melle:KHELIFI RAZIKA
 Melle:BELKADI KENZA

FERRAILLAGE DES
 POUTRES
 SECONDAIRES

DIRIGE PAR:
 Mr: HAMIZI

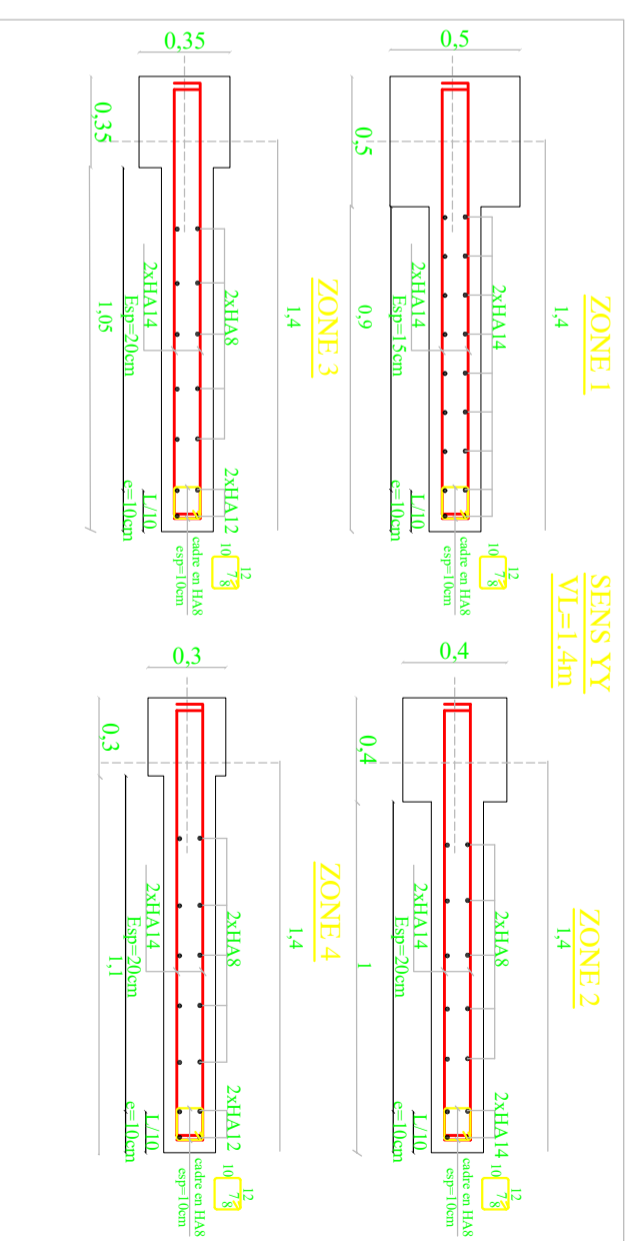
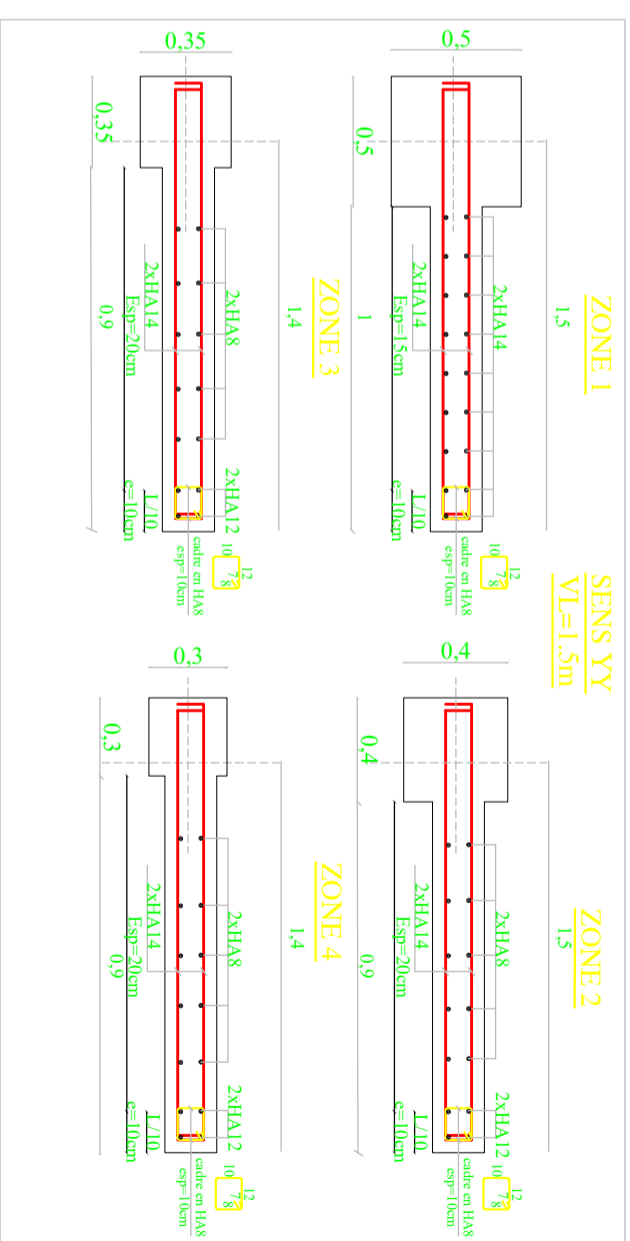
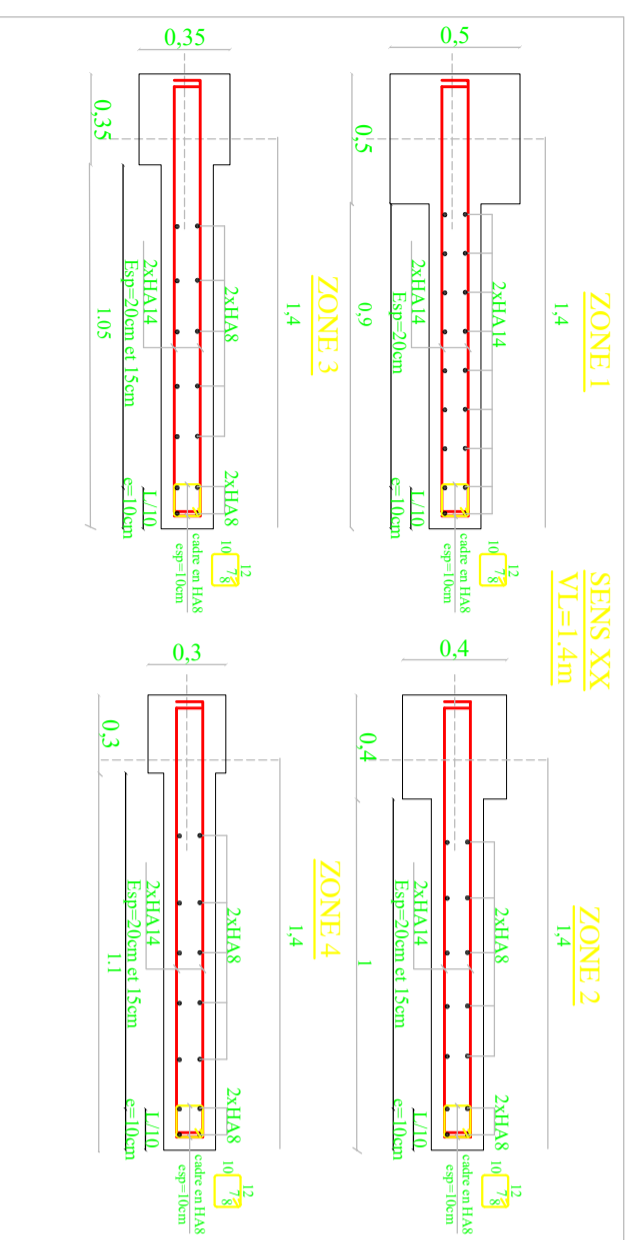
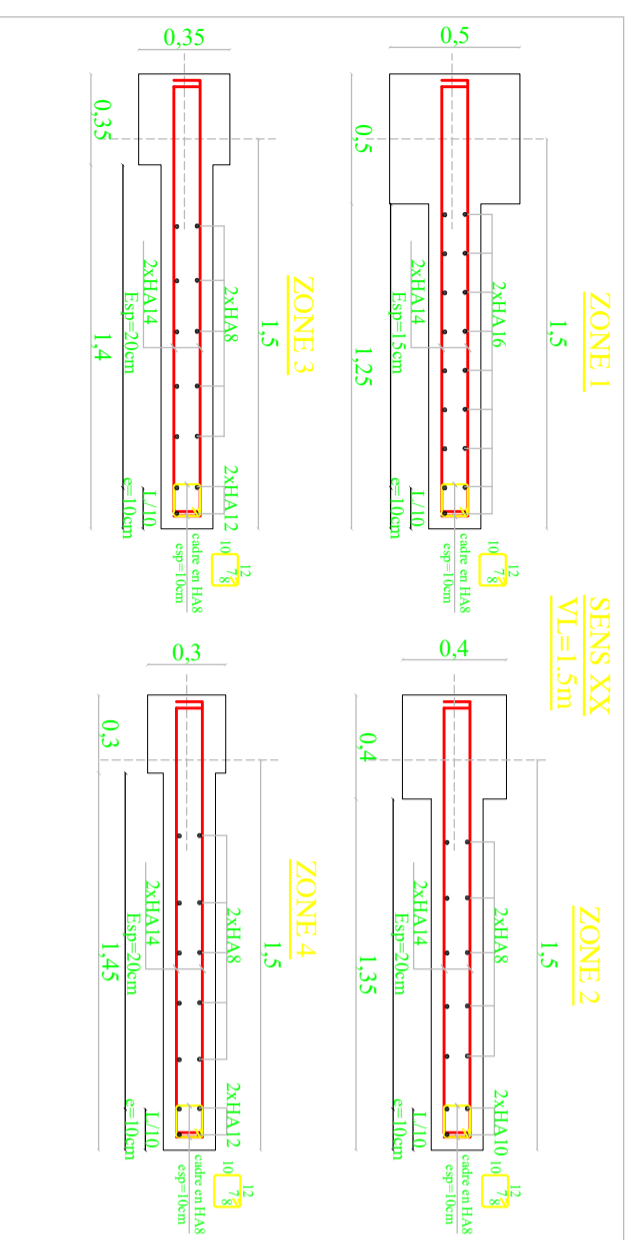
PROMOTION

2020

ECHILLE:1/25

Coffrage et Ferrailage des voiles de contreventement:

échelle 1/25 ème



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOUTI
OUD MAMMARI TIZI OUZU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GINIE CIVIL

ETUDE PAR:
Melle:KHELDI RAZIKA
Melle:BELKADI KENZA

TITRE:
FERRAILLAGE DES
VOILES

DIRIGE PAR:
Mr: HAMIZI

PROMOTION

2020

ECHELLE:1/25

Conclusion générale

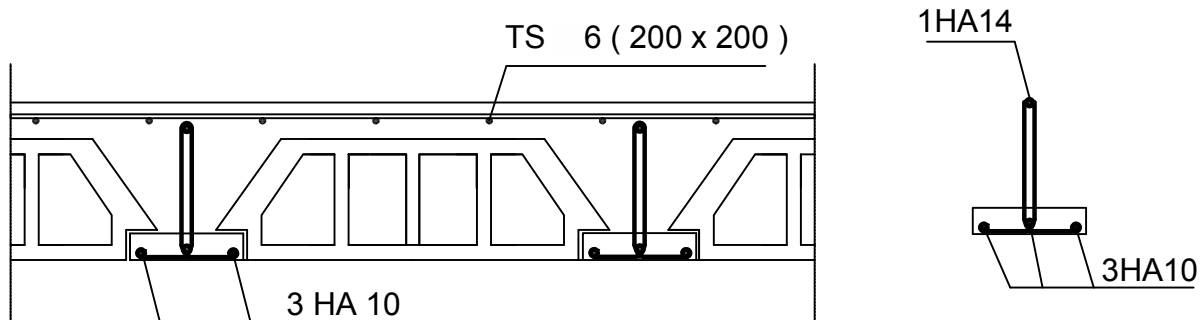
Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour Une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

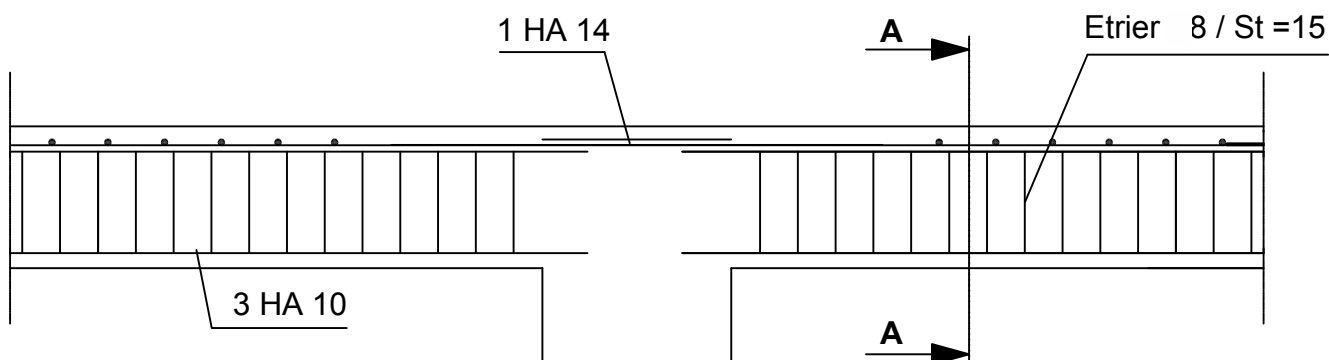
Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

- Règles parasismique algérienne RPA99 (version2003)
- DTR B.C.2.2 (Charges permanents et charges d'exploitation).
- Béton armée BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Règles BAEL91 modifiés 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton arme (Tomes 1et 2 de Victor DAVIDOVICI) .
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaque de GALERIN et HAHN).
- Cours et TD (MDS, Béton et RDM).
- Mémoire de fin d'étude promotions précédentes.



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle KHELIFI RAZIKA
 Melle BELKADI KENZA

DIRIGE:
 Mr HAMIZI

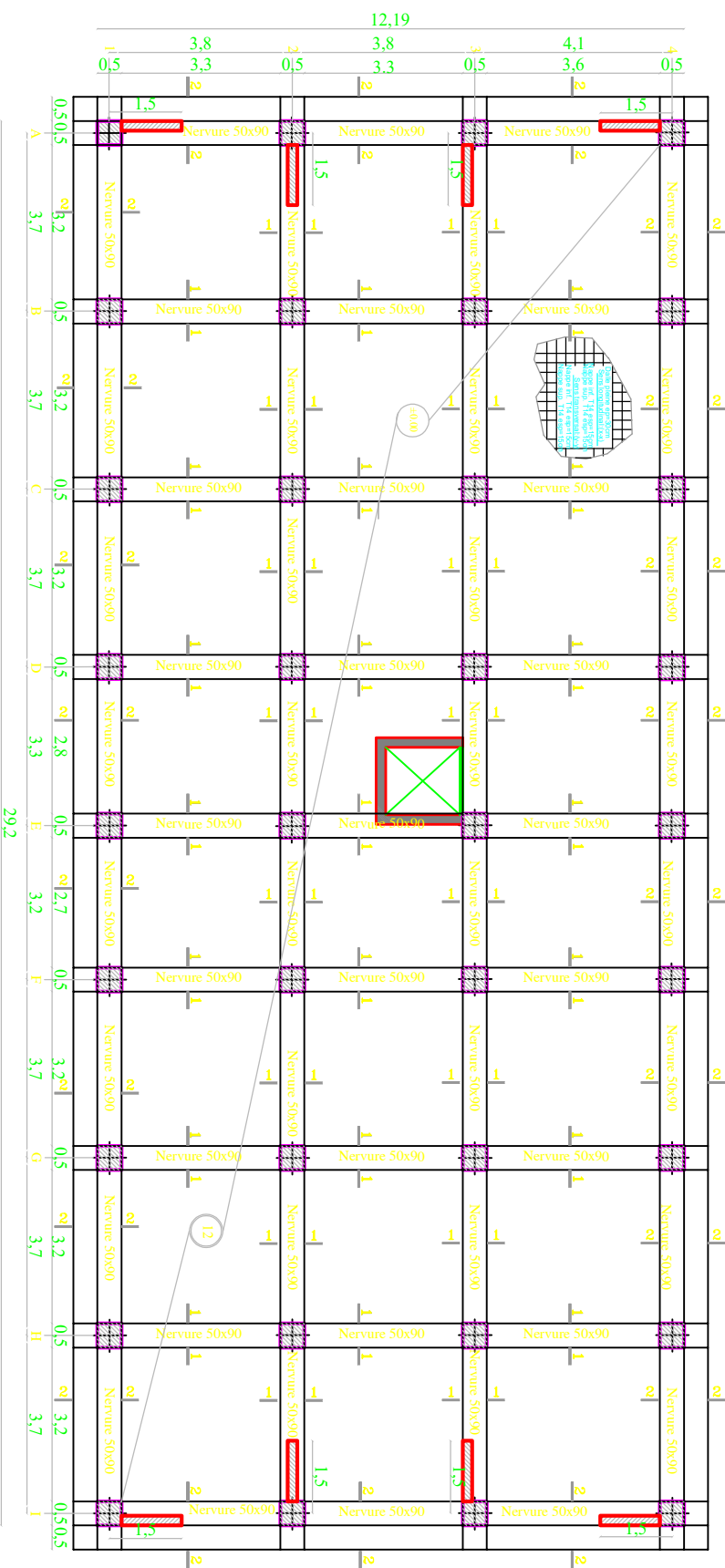
PLAN DE FERRAILLAGE DE POUTRELLE

PROMOTION

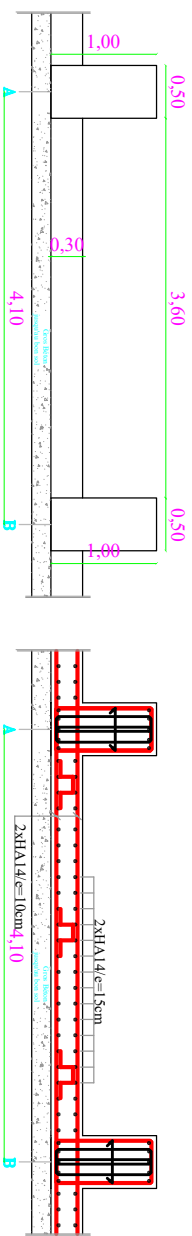
2020

ECHELLE 1/50

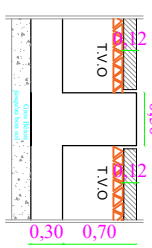
COFFRAGE DES FONDATIONS NIV +0.00m



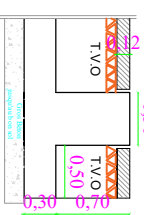
Coffrage & Ferrailage du tablier



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERTI TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MelickHELHI KENZAKA
 MelicBELKADIKENZAZA

TITRE:
**PLAN DE COFFRAGE
 DES FONDATIONS**

DIRIGE PAR:
 MF. HAMZI

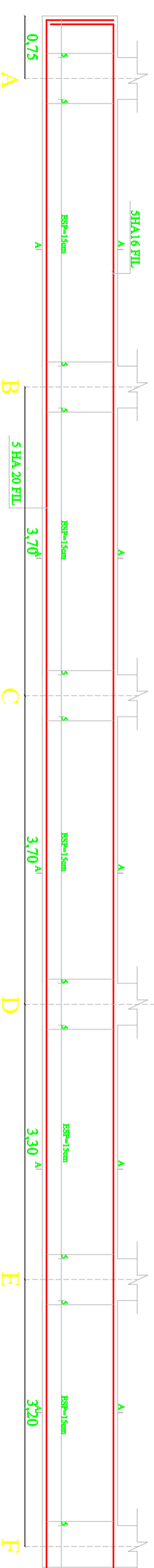
PROMOTION

2020

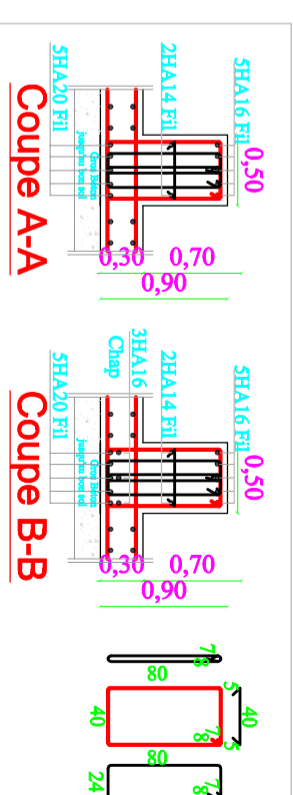
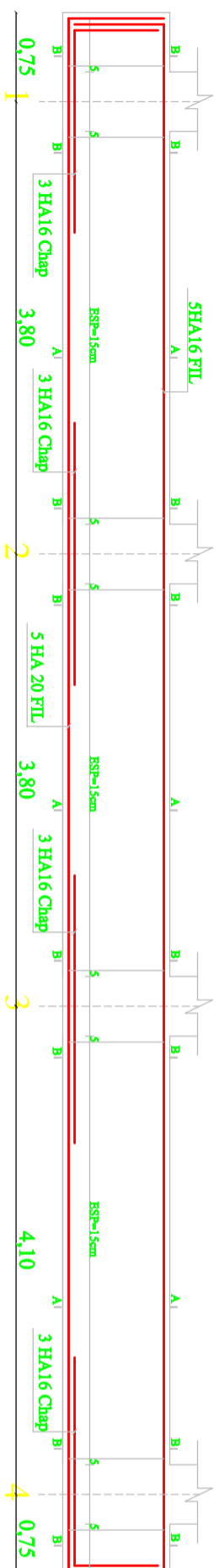
ECHELLE:1/25

Coffrage & Ferrailage des Nervures (50x90)

SENS LONGITUDINAL (X-X)



SENS TRANSVERSAL (Y-Y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOUL
 OUD MAMMERY TIZI OUZU
 FACULTE DU GENIE CIVIL DE LA
 CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GINIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Melle:KHELIFI RAZIKA
 Melle:BELKADI KENZA

 TITRE:
**FERRAILLAGE DES
 NERVURES**

DIRIGE PAR:
 Mr. HAMIZI

PROMOTION	2020	ECHELLE:1/25
-----------	------	--------------