

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+12+SS) à usage commercial et habitation

Contreventé par des voiles avec l'application du logiciel ETABS.



Dirigé par :

M^{me} : HADDAD-MALEK

Etudié par:

M^r: AIT ZIANE Lyes

M^{elle} : BELFAKED Taoues

Promotion 2014/2015



REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promotrice M^{me} : HADDAD-MALEK de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous remercions les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

LYES et TAOUES





Dedicace

Je dédie ce modeste travail :
Avant tout à mes très chers parents qui m'ont
soutenu et encouragé durant toute ma vie;
À mes très chers frères «Salim et Azzedine»;
À ma très chère sœur «Tinhinane»
À mes grands parents
À tout mes oncles ;
Et à mes tantes ;
Sans oublier tous mes ami(e)s :
A ma binôme «Taoues » et sa famille ;
A tout mes camarades de la promotion
2014/2015.

LYES



Dedicace

Je dédie ce modeste travail :
Avant tout à la mémoire de mon très cher
père, à ma chère mère qui m'a soutenu et
encouragé durant toute ma vie;
À mes très chères sœurs «Lila, Malika, Safia»;
A mes très chers frères.
Et à mes beaux frères.
Sans oublier mes neveux et mes nièces.
Et à tous mes ami(e)s.
A mon binôme «Lyes» et sa famille ;
A tout mes camarades de la promotion
2014/2015.

TAOUES

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Historique.....	01
I.2.Introduction.....	01
I.3.Présentation du projet.....	02
I.3.1.Présentation et description de l'ouvrage.....	02
I.3.2. Caractéristiques géométriques.....	02
I.3.3.Système structural.....	02
I.4.Les éléments constitutifs de l'ouvrage	03
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05

Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charge

II.1.Introduction.....	11
II.2.Choix de plancher.....	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	15

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. L'acrotère.....	25
III.2. Les planchers.....	33
III.3. Les balcons.....	56
III.4. La salle machine.....	63
III.5. La poutre de chaînage.....	73
III.6. Les escaliers.....	82
III.7. La poutre palière.....	99

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure.....109

Chapitre V: Vérifications selon le RPA.....124

Chapitre VI: Ferrailage des éléments

VI.1.Ferrailage des poteaux143

VI.2.Ferrailage des poutres 163

VI.3.Ferrailage des voiles 176

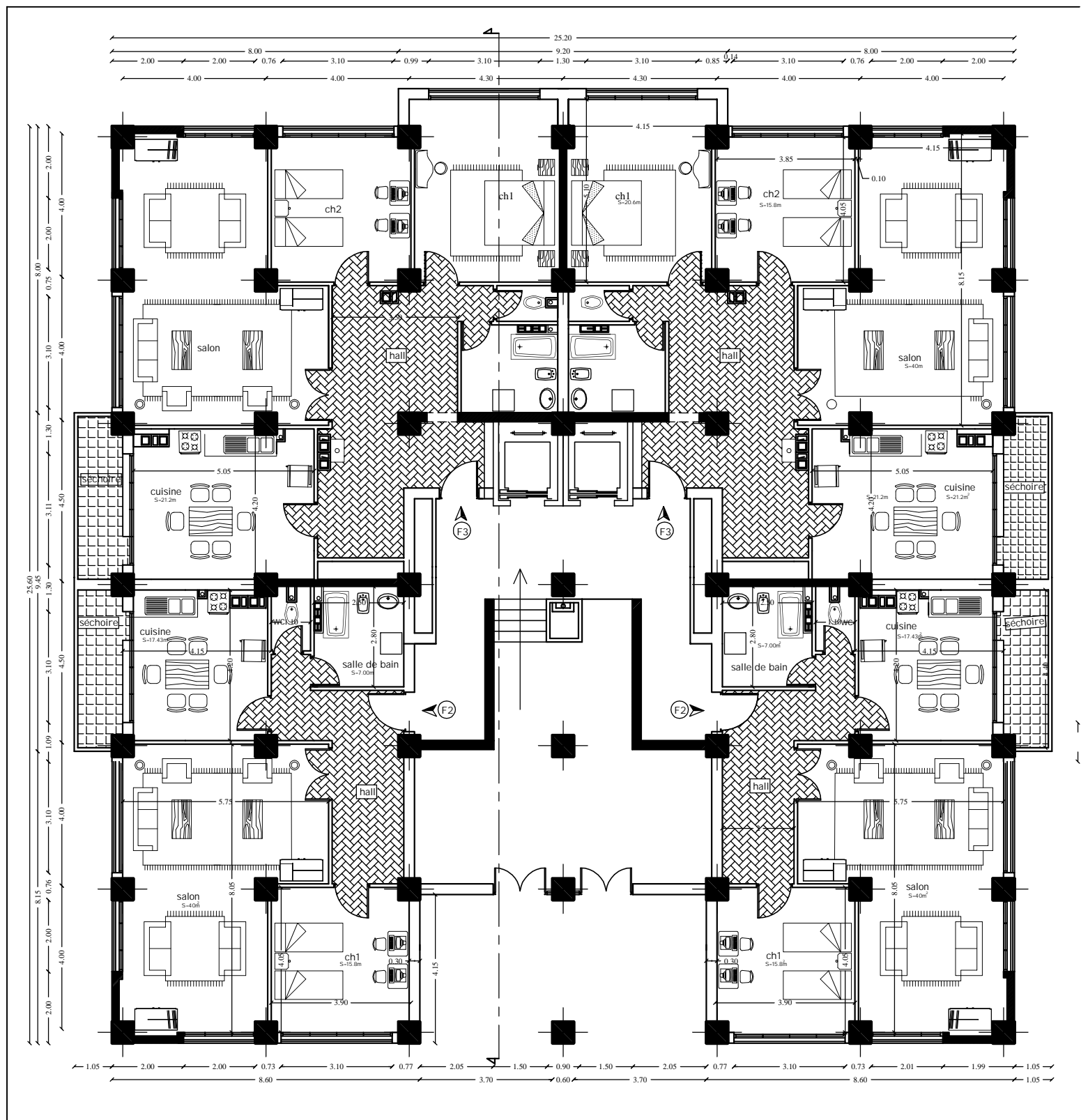
VI.4.Ferrailage des linteaux.....193

Chapitre VII : Etude du voile périphérique207

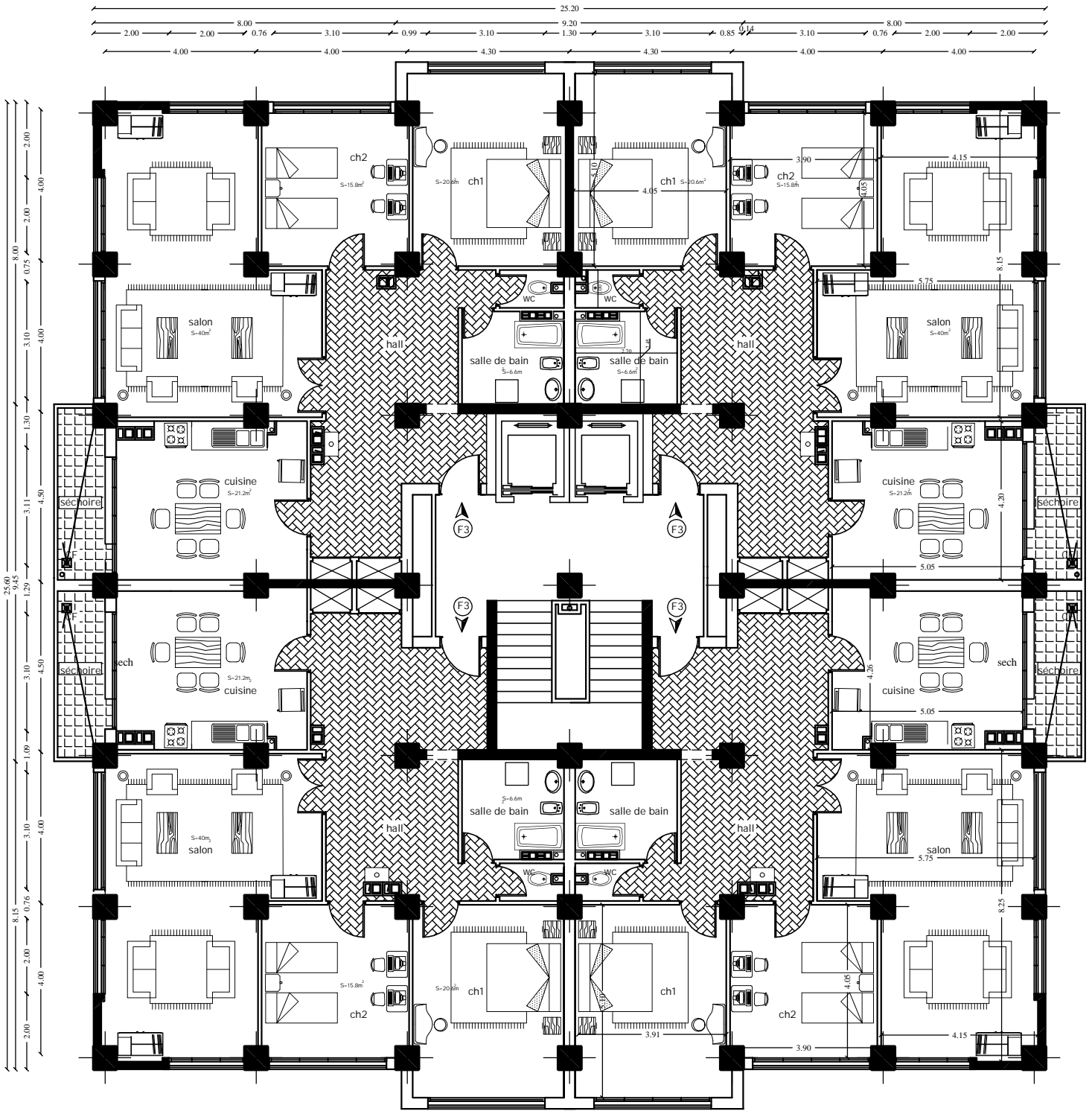
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....216

Conclusion générale

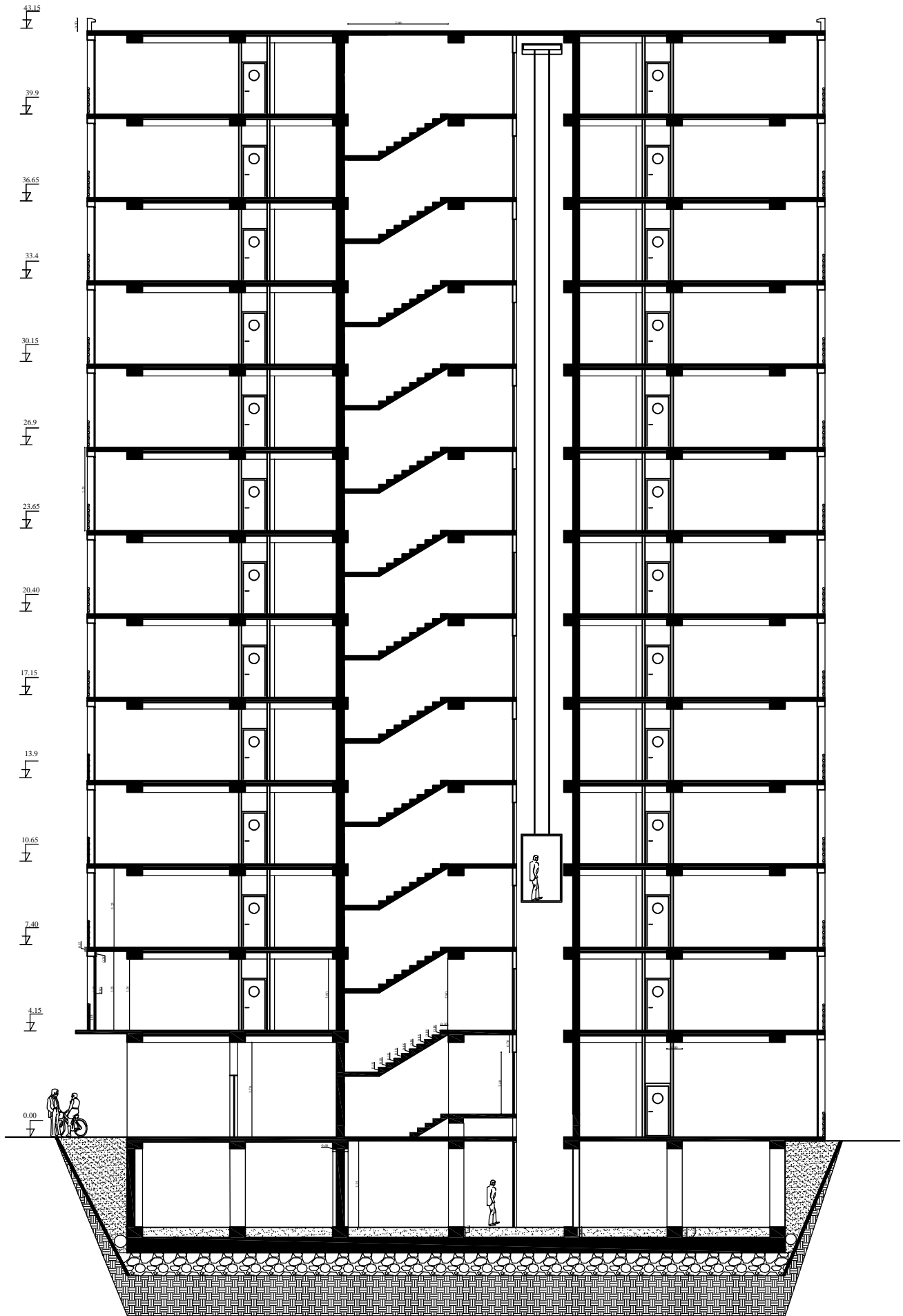
Bibliographie



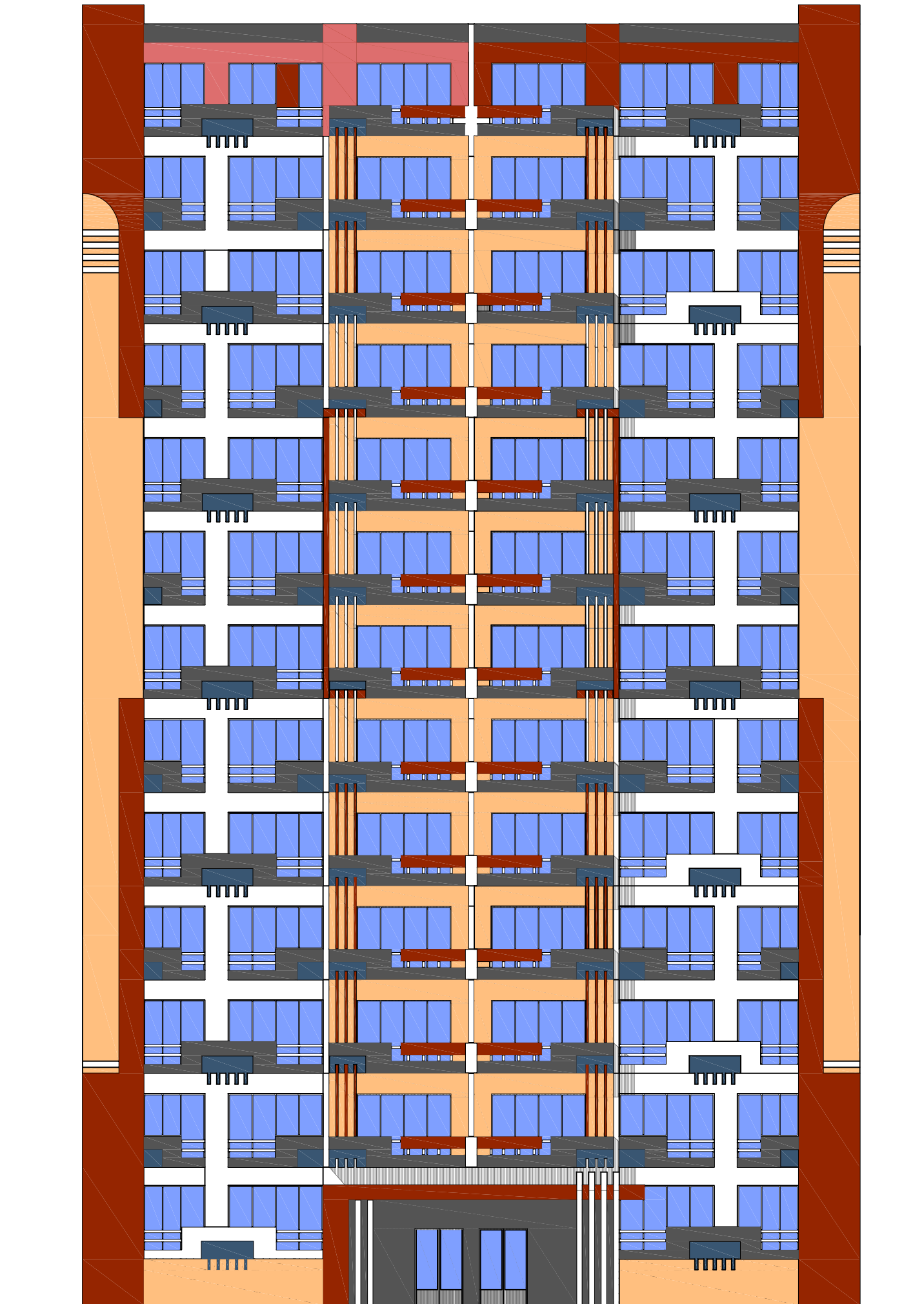
plan rdc
ech: 1/100



plan etage courant
ech: 1/100



coupe e: 1/100



Introduction générale

Le domaine du génie civil, dans sa définition, couvre l'ensemble des techniques et des procédés du domaine de la construction.

Ce projet de fin d'étude représente le premier résultat tangible de concrétisation des connaissances acquises durant notre cursus en se plaçant dans une situation réelle d'ingénieurs en génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction, tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contraintes économiques.

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+12+SOUS SOL) à usage d'habitation contreventé par des voiles et qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi qu'assurer la sécurité des usagers, pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99, modifié en 2003).

Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Le travail de calcul et de vérification est mené en suivant les étapes ci-après :

On commence par la présentation complète du bâtiment et de toutes les données du projet, puis la vérification de la conformité de conception architecturale au règlement en vigueur : décrire la situation de l'ouvrage, les dimensions, le groupe d'usage, le site ...etc.

Etude statique générale du bâtiment, pré dimensionnement des éléments de la structure.

Etude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS version 9.4 et en respectant les Règlements Parasismiques Algériens.

Après les calculs, on passe aux ferraillements des éléments.

Etude de l'infrastructure.

Au final, on passe à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillement des différents éléments de la construction.

I.1 Historique

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginaient de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme l'un des plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Qu'elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Qu'elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

I.2. Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments afin d'assurer la sécurité des usages.

Quels que soit le bâtiment en béton armé, son étude rencontre de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments

structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.3.Présentation du projet

I.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet que nous allons étudier est un bâtiment a usage d'habitation, il est composé d'un sous sol, Rez-de-chaussée plus douze étages, implanté à TIZI-OUZOU, considérée comme une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Description de l'ouvrage : Cette structure comporte :

- 01 sous-sol.
- 01 rez-de-chaussée (RDC).
- 12 étages à usages d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 02 cages d'ascenseur.

I.3.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ingénieur en génie civil est tenu de respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, pour le cas de notre ouvrage les dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Longueur totale du bâtiment	25.20m
Largeur totale du bâtiment	25.60m
Hauteur totale du bâtiment	46.65m sans acrotère
Hauteur du sous sols	3.50m
Hauteur du RDC	4.15m
Hauteur des étages courants	3.25m

Tableau I.1 les dimensions de l'ouvrage

I.3.3.Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux poutres) contreventée par des voiles en béton armé d'après le RPA99 vs 2003

I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.4.1. L'ossature

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poteaux- poutres).
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

I.4.2. Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (longueur des poutres ordinaires) qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les portes à faux et les balcons.

I.4.3. Les dalles pleines

Suite à des contraintes de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

I.4.4. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'escalier desservant le RDC et la totalité des niveaux , notre type d'escalier est droit avec un palier intermédiaire .

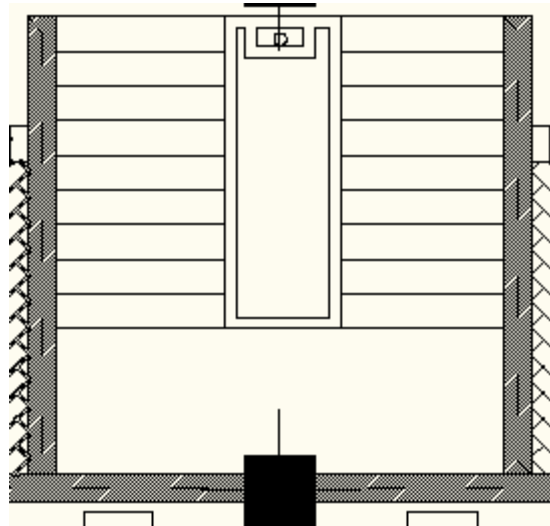


Fig I.1 coupe de l'escalier

I.4.5. La cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni de 2 cages d'ascenseur

I.4.6. Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en maçonnerie briques creuses de (10 cm ,10 cm) séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en maçonnerie brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7.Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.8.Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par lame d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.9. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. 10. Caractéristiques géotechniques du sol

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et de cisaillement

I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé se déroule selon les 4 étapes :

- Exécution d'un coffrage en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

1.5.1.2. Résistance mécanique

a) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} Obtenue au jour considéré, elle est évaluée par

la formule, ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99):

$$f_{cj} = \frac{j}{a+b_j} \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{array}{ll} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} & a = 4.76 \quad b = 0.83 \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} & a = 1.40 \quad b = 0.95 \end{array}$$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation $f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.3. Méthode de calcul

➤ Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau.

➤ Etat limite de service (ELS)

Etat au-delà au quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

I.5.1.4. Déformation et contrainte de calcul

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91 modifié 99)

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3,5 ‰)

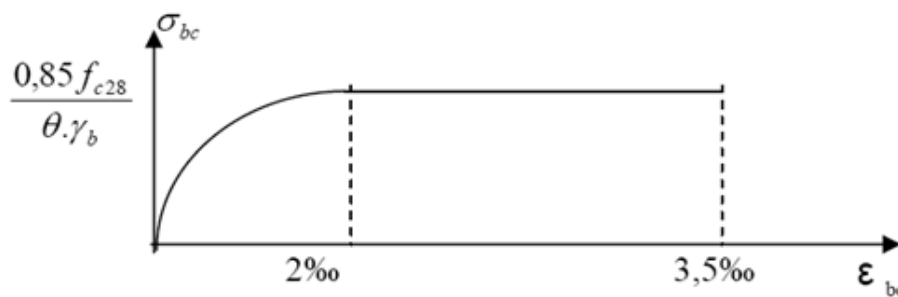


Fig I.2 diagramme de calcul contrainte- déformation du béton à l'ELU

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103\varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tableau I.2 coefficient d'application

$\gamma_b = 1.50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20\text{MPa}$

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48\text{MPa}$

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

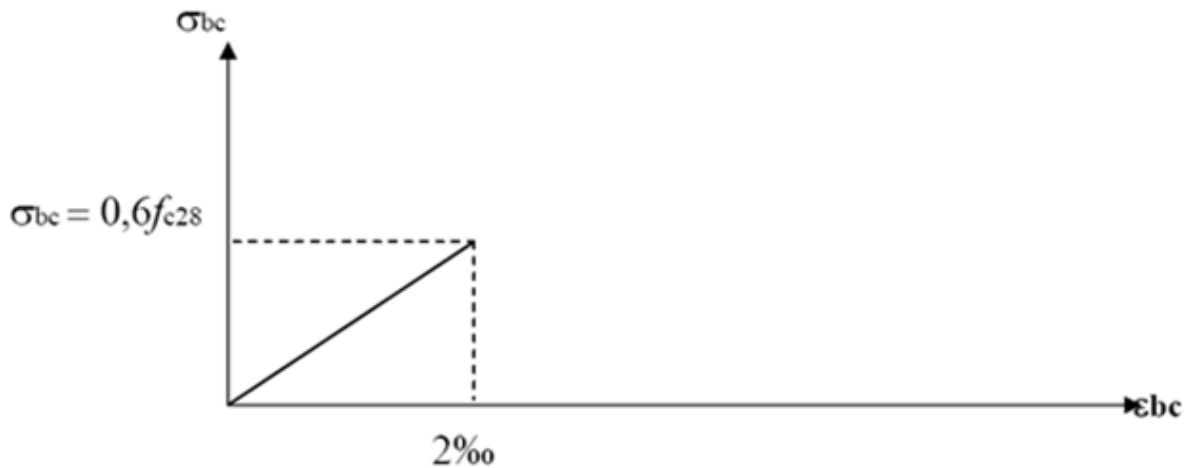


Fig I.3 diagramme de calcul contrainte- déformation de béton à l'ELS

I.5.1.5. Contrainte admissible de cisaillement (Art : A5.1,1 BAEL)

$$\tau_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b , 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b , 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd}$$

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.5.1.6. Module de déformation longitudinale du béton

a) Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 1081.9 \text{ MPa.}$$

❖ Remarque

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

c) Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec :}$$

E_{ij} : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson du béton est égale à:

$\nu = 0.2$ pour l'ELS (l'état limite de service).

$\nu = 0.0$ pour l'ELU (l'état limite ultime).

I.5.2. Les aciers

Le matériau acier est un alliage Fer Carbone en faible pourcentage ils sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 $F_e = 400$ MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 $F_e = 235$ MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6$ mm) $F_e = 500$ MPa

d) Module de déformation longitudinal :(Art A.2.2.1, BAEL 91 modifié 99)

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 200000$ MPa

I.5.2.1 Diagramme déformation contrainte

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ cas général

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaison accidentelles.

Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78) :

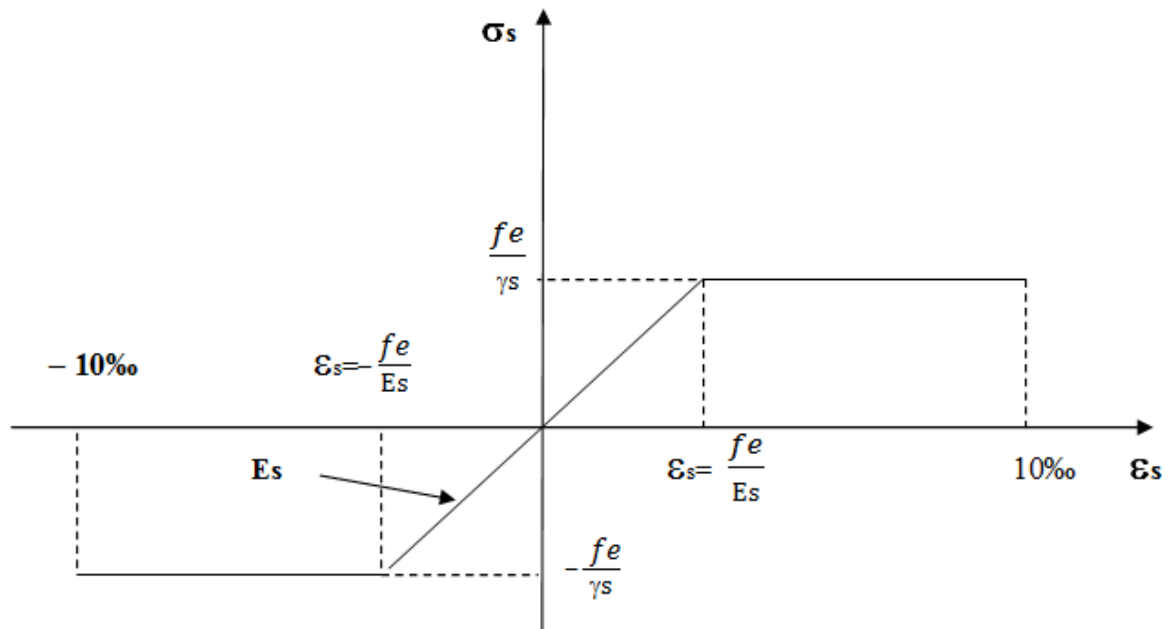


Fig I.4 diagramme déformation- contrainte

I.5.2.2. Contrainte limite de traction des armatures

a) **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

b) **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.
 $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ en MPa (Art A.4.5.33/BAEL 91)

c) **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ en MPa (Art A.4.5.34/BAEL 91)

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses(RL)

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences avec $\emptyset \geq 6$ mm (HA)

Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91)

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- Pour notre cas, on prend la valeur de :
 $c = 3$ cm (pour l'acrotère, les balcons et la poutre de chaînage)
 $c = 2$ cm(pour les planchers, la dalle de la salle machine, la poutre palière et les escaliers).

Poids volumique

Béton armé	$\gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$
Béton non armé	$\gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$
Acier	$\gamma_b = 78.5 \text{KN} / \text{m}^3$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

➤ Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

➤ Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$ G : charge permanente

$G+Q \pm 1.2 E$ avec Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme $0.8 G+E$

II. Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 vs2003.

II.2 Choix du plancher

Comme premier choix on va tester si on peut prendre un plancher en corps creux, son dimensionnement est donné par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée suivant le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

le RPA exige min de (b) 25 cm en zone Iia, on prend $b = 30$ cm

$$L_{\max} = L - b$$

$$L = 4.30 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux (sauf pour la salle machine on utilise une dalle pleine) de hauteur totale $h_t = 20$ cm

Soit un plancher (16+4) cm avec :

- Epaisseur du corps creux : 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression en béton armé est 4 cm

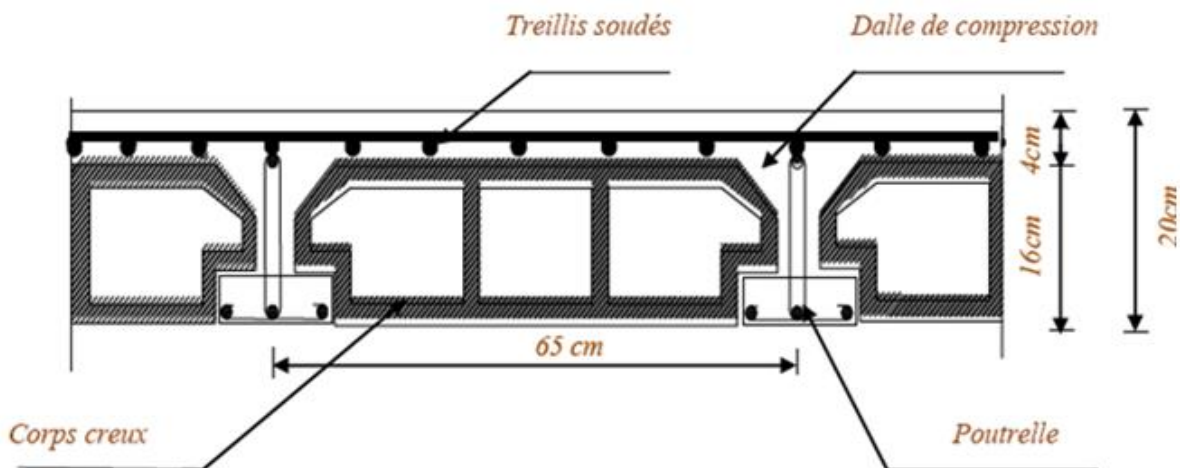


Fig II.1 coupe verticale de la dalle en corps creux

II.3 Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

a) Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les repartent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

Elles chainent les poteaux.

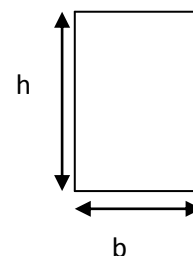
Elles Supportent la dalle.

b) Les poutres secondaires

Elles relient les poteaux entre eux

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$



Les dimensions des poutres sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- h_t : hauteur comprise entre $L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$
- b : largeur comprise entre $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
- L_{\max} : portée libre de la poutre.

✓ **Hauteur****Poutres principales**

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

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \quad \Longrightarrow \quad 28 \leq h_t \leq 42$$

Alors on prend :

$h = 40$ cm pour le sous sol et les autres niveaux.

Poutres secondaires

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

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \quad \Longrightarrow \quad 26.66 \leq h_t \leq 40$$

Alors on prend :

$h = 35$ cm pour tous les niveaux

✓ **Largeur****Poutres principales**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit alors : $b = 30$ cm

Poutres secondaires

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

$b = 30$ cm pour tous les poutres secondaires

Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	C.V
$h/b \leq 4.0$	1.33	1.16	C.V

Tableau II.1 vérification des conditions de le RPA

Conclusion

- Poutres principales (30×40) cm²
- Poutres secondaires (30×35) cm²

II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au vent et au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des effets dus aux charges verticales. D'après le **RPA 99 v 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : $l \geq 4e$

Avec :

l : longueur du voile

e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale d'un voile est de $e_{\min} = 15$ cm .De plus, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

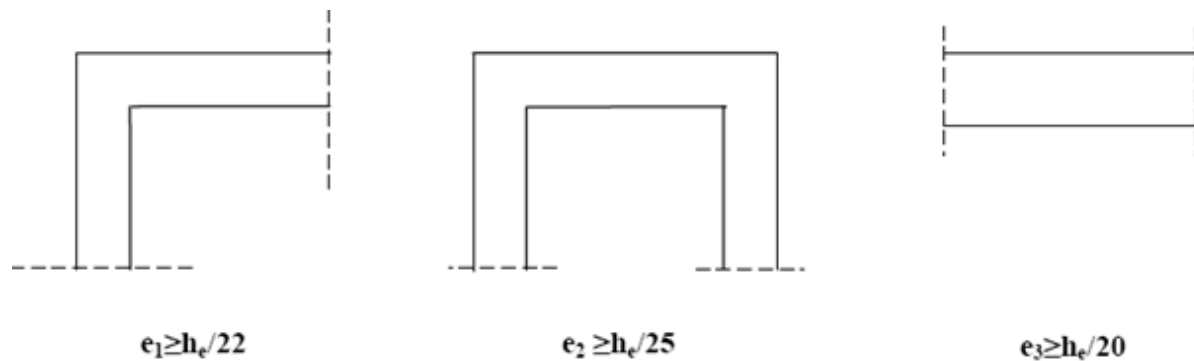


Fig II.2 coupe de voiles en plan

Pour le cas de notre structure, nos voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation $e_3 \geq h_e/20$

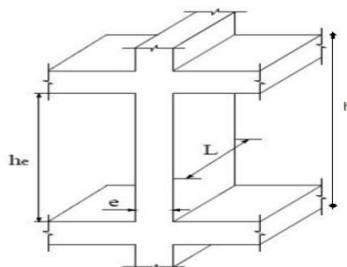


Fig II.3 coupe de voile en élévation

- **Le sous sol**

h la hauteur du sous-sol est : $h=3.50\text{m}$ $h_e = h - e_{\text{dalle}}$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm

$h_e = 3.50 - 0.20=3.30\text{m}$

$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{330}{20} = 16.50\text{cm}$ on prend: $a=20\text{cm}$

- **Le RDC**

h la hauteur du RDC est : $h=4.15$ m

$$h_e = h - e_{\text{dalle}} ;$$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle =20 cm

$$h_e = 4.15 - 0.20 = 3.95 \text{ m}$$

$$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{395}{20} = 19.75 \text{ cm} \quad \text{on prend: } a=20 \text{ cm}$$

- **Les étages courants**

h la hauteur du l'étage est : $h=3.25$ m

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm

$$h_e = 3.25 - 0.20 = 3.05 \text{ m}$$

$$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{305}{20} = 15.25 \text{ cm} \quad \text{on prend: } a=20 \text{ cm}$$

Longueur du voile

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur. Dans notre cas :

$L_{\text{min}} = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m} > 4e = 100 \text{ et } 80 \text{ cm}$ Condition vérifiée (pour le sous sol et les autres étages).

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

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

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec:}$$

A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ en MPa à 28 jours} \iff \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zones I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

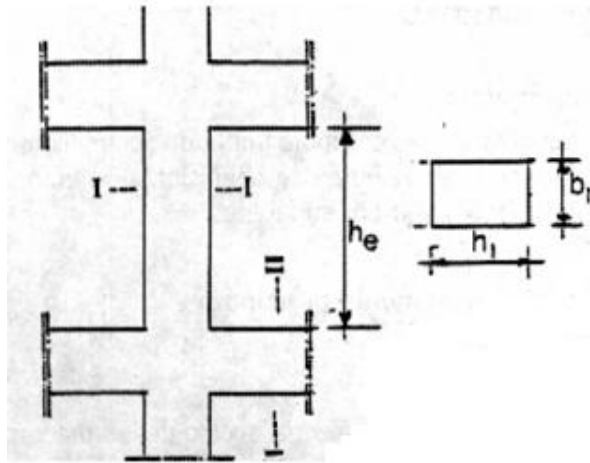


Fig II.4 coffrage des poteaux

II.5 Descente de charge

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) Surface d'influence

la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S' = S1 + S2 + S3 + S4 \quad \Rightarrow \quad \text{on a } S1 = S2 = S3 = S4$$

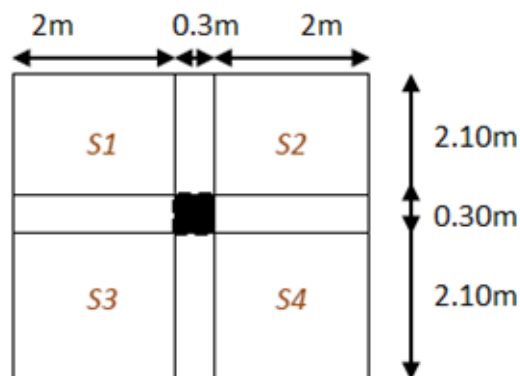


Figure II.5 section du poteau le plus sollicité

$$S = 4 \times (2 \times 2.1) = 16.80 \text{ m}^2$$

$$S' = (4.30 \times 4.50) = 19.35 \text{ m}^2$$

S' : surface avec poutres et S : surface sans poutres

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = 16.80 \text{ m}^2$

Avec : S : surface supporté par le poteau le plus défavorable

b) Détermination des charges et surcharges

○ Charges permanentes

Plancher terrasse

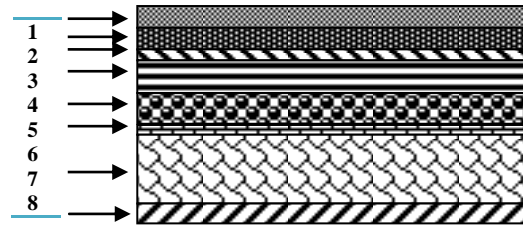


Fig II.6 coupe verticale d'un plancher terrasse

N°	Elément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
4	Béton en forme de pente 5%	0.04	22	0.88
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
7	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	-----	2.80
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t		5.05 (kN/m²)		

Tableau II.2 Charge permanente (plancher terrasse)

Plancher courant



Fig II.7 coupe verticale d'un plancher d'étage

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	-----	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures y compris enduit plâtre	0.14	-----	1.30
Charge permanente totale G_t				5.72 (kN/m²)

Tableau II.3 Charge permanente (plancher étage courant)

Murs de séparation entre les logements

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				1.30 (kN/m²)

Tableau II.4 Charge permanente (murs de séparation)

Murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.44 (kN/m²)

Tableau II.4 Charge permanente (murs extérieurs)

○ Surcharge d'exploitation d'après DTR 2.2

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher du RDC (logement)	1.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.5 Surcharge d'exploitation

Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

✓ **Plancher terrasse**

$$G_t = 16.80 \times 5.05 = 84.84 \text{ kN}$$

✓ **Plancher courant**

$$G_c = 16.80 \times 5.72 = 96.096 \text{ kN}$$

✓ **Poutres**

Poutres principales

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) (4.50 - 0.30) 25 = 12.60 \text{ kN}$$

Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35) (4.30 - 0.30) 25 = 10.50 \text{ kN}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 12.60 + 10.50 = 23.10 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible: $1 \times 19.35 = 19.35 \text{ kN}$.
- Plancher d'étage à usage d'habitation : $1.50 \times 19.35 = 29.025 \text{ kN}$

NB : tous les planchers d'étages à usage d'habitation ont la même surcharge

$$Q = 29.025 \text{ kN}$$

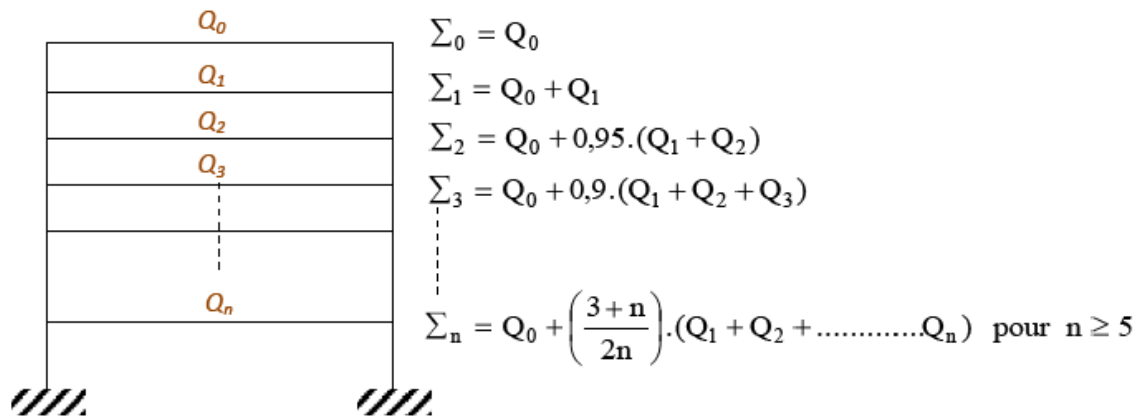
Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) recommandent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est applicable pour les bâtiments qui dépassent les 5 niveaux

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

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas.
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges



❖ **Remarque**

Dans notre cas, la charge d'exploitation c'est la même pour tous les étages
 Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages.

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65	0.63	0.62	0.61

- Q0= 19.35 =19.35 kN
- Q1= 19.35 + (1× 29.025) = 48.375 kN
- Q2= 19.35 + 0.95 (2 × 29.025) = 74.497 kN
- Q3= 19.35 +0.90 (3 × 29.025) = 97.717 kN
- Q4= 19.35 + 0.85 (4 × 29.025) = 118.035 kN
- Q5= 19.35 + 0.8 (5 ×29.025) = 135.45 kN
- Q6= 19.35 + 0.75 (6 × 29.025) = 149.962 kN
- Q7= 19.35 + 0.71 (7 × 29.025) = 163.604 kN
- Q8= 19.35 + 0.68 (8 × 29.025) = 177.246 kN
- Q9= 19.35 + 0.66 (9 × 29.025) = 191.758 kN
- Q10= 19.35 + 0.65 (10 × 29.025) = 208.012 kN
- Q11= 19.35 + 0.63 (11 × 29.025) = 220.493 kN
- Q12= 19.35 + 0.62 (12 × 29.025) = 235.296 kN
- Q13= 19.35 + 0.61 (13 × 29.025) = 249.518 kN

Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_{totale}	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	
0	84.84	23.10	0	107.94	107.94	19.35	19.35	127.29	84.86	09×09
1	96.096	23.10	7.31	126.506	234.45	25.20	48.38	282.83	185.99	14×14
2	96.096	23.10	7.31	126.506	360.95	25.20	74.50	435.45	285.45	17×17
3	96.096	23.10	7.31	126.506	487.46	25.20	97.72	585.18	383.232	20×20
4	96.096	23.10	7.31	126.506	613.96	25.20	118.03	731.99	479.32	22×22
5	96.096	23.10	7.31	126.506	740.47	25.20	135.45	875.92	573.75	24×24
6	96.096	23.10	7.31	126.506	866.98	25.20	149.96	1016.94	666.48	26×26
7	96.096	23.10	7.31	126.506	993.48	25.20	163.60	1157.08	758.71	28×28
8	96.096	23.10	7.31	126.506	1119.99	25.20	177.25	1297.24	850.74	30×30
9	96.096	23.10	7.31	126.506	1246.49	25.20	191.76	1438.25	943.68	31×31
10	96.096	23.10	7.31	126.506	1373.00	25.20	208.01	1581.01	1037.43	33×33
11	96.096	23.10	7.31	126.506	1499.51	25.20	220.49	1720.00	1128.99	34×34
12	96.096	23.10	9.34	128.536	1628.04	25.20	235.30	1863.34	1223.25	35×35
13	96.096	23.10	7.875	127.071	1755.11	25.20	249.52	2004.63	1316.19	37×37

Tableau II.6 Récapitulatif de la descente de charge

Les sections obtenues par la descente des charges sont petites dans certains niveaux qui risquent de ne pas satisfaire les calculs dynamiques (séisme). De ce fait, nous avons décidé de pré dimensionner nos poteaux de manière à faire en sorte d'avoir des poteaux forts en rigidité par rapport à la poutre.

Et les sections adoptées pour les poteaux de notre structure sont :

Sous-sol, RDC (45×45) cm²

1^{er}, 2^{ème} étage (40×40) cm²

3^{ème}, 4^{ème} étages (35×35) cm²

5^{ème} jusqu' au 12^{ème} étage (30×30) cm²

II.6 Dimensionnement du poteau-poutre faible

Les sections obtenues par la descente des charges sans tenir compte de séisme sont petites. Comme cette étape correspond à l'étape de pré dimensionnement et pour anticiper la phase de calcul sismique qui pour ces sections risque d'être défavorable nous avons alors décidé de faire un calcul de vérification par le moment résistant développer uniquement par la section de béton.

En effet, le RPA article 7.6.2 préconise de faire une vérification de rotule plastique à partir des moments résistants des sections des éléments avec le ferrailage. On se sert alors de cet article pour approcher les dimensions des éléments qui ne soient défavorables.

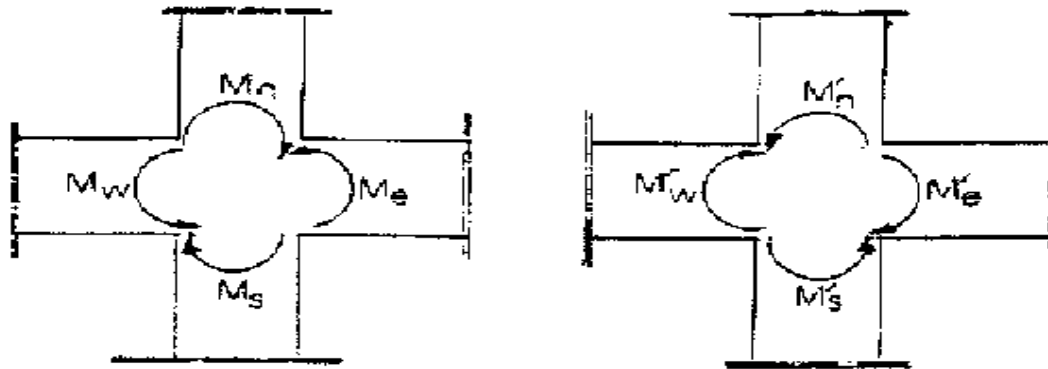


Fig II.8 dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003(Art 7.6.2)}$$

$$M = \frac{\sigma I}{V}$$

$$\frac{\sigma I_n}{V_n} + \frac{\sigma I_s}{V_s} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma I_w}{V_w} + \frac{\sigma I_e}{V_e} \right)$$

Avec :

$\sigma = 15 \text{ MPa}$ la contrainte du béton

$I = \frac{bh^3}{12}$ le moment d'inertie

$V = h/2$ distance par rapport à l'axe neutre

Posons : $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$
 $I_w = I_e = I_{\text{pout}}$

Donc, l'équation devient :

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} \geq 1.25 \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}}$$

La section des poutres est la même dans le même sens (telle qu'elle est prise au pré dimensionnement), c'est-à-dire (30x45) cm² dans le sens longitudinal dont l'inertie des poutres est plus importante. Vérifions en suite pour un poteau carré de section (bxb).

$$\frac{b^4}{12 \frac{b}{2}} \geq 1.25 \frac{30 \times 40^3}{12 \times 20} \implies \frac{b^3}{6} \geq 10000$$

D'où : $b \geq 39.14 \text{ cm}$

Alors, on opte pour une section de (40x40) cm²

Vérification des conditions de RPAa) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et IIab) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ c) $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$ h_e : hauteur libre du poteau, d'où $h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{poutre}}$ a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \implies 40 \geq 25 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
(pour tous les poteaux).**b.1) Poteaux S-Sol**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{350-40}{20} = 15.5 \text{ cm}$$

 $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**b.2) Poteaux du RDC**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{415-40}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

 $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**b.3) Poteaux du 1^{er} étage au 5^{ème}**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{325-40}{20} = 14.25 \text{ cm}$$

 $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**b.4) Poteaux du 6^{ème} au 12^{ème} étage**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{325-40}{20} = 14.25 \text{ cm}$$

 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**c.1) Pour le S-Sol, RDC, 1^{er} étage au 5^{ème} étage** $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**c.2) Pour le 6^{ème} au 12^{ème} étage** $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée**Conclusion**

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}}$$

où :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau ;

B_c : l'aire (section brute) de poteau ;

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton.

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } v = \frac{1316.19}{0.45 \times 25 \times 10^3} = 0.17 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } v = \frac{1128.99}{0.40 \times 25 \times 10^3} = 0.11 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } v = \frac{943.68}{0.35 \times 25 \times 10^3} = 0.11 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{30) : } v = \frac{758.71}{0.30 \times 25 \times 10^3} = 0.10 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

L'effort normal réduit est vérifié.

II.7 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux :

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

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$) d'où dans notre cas $b=h$ section carrée.

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \times 2$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.4248 \frac{L_0}{b}$$

Les vérifications

Poteau du sol (45×45) cm^2 , $L_0 = 3.50$ m $\lambda = 18.85 < 50$ vérifiée

Poteau du RDC (45×45) cm^2 , $L_0 = 4.15$ m $\lambda = 22.36 < 50$ vérifiée

Poteaux du 1^{er} au 2^{ème} étage (40×40) cm^2 , $L_0 = 3.25$ m $\lambda = 19.70 < 50$ vérifiée

Poteaux du 3^{ème} au 4^{ème} étage (35×35) cm^2 , $L_0 = 3.25$ m $\lambda = 22.52 < 50$ vérifiée

Poteaux du 5^{ème} au 12^{ème} étage (30×30) cm^2 , $L_0 = 3.25$ m $\lambda = 26.27 < 50$ vérifiée

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent aux deux états limites ELU et ELS. Ces éléments sont :

Acrotère.

Salles machines.

Balcons.

Planchers.

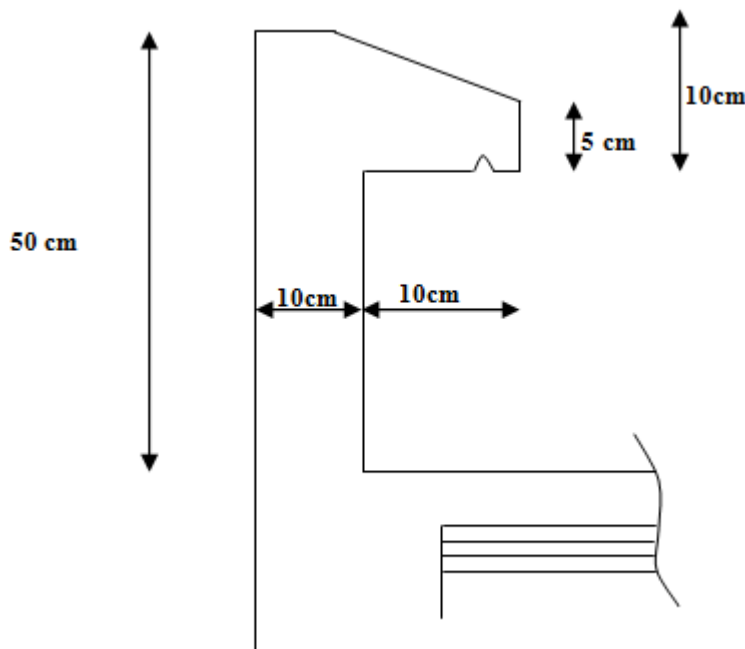
Escaliers.

III.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau des poutres de rive il soumis à un effort normal « G » dû à son poids propre et un effort latéral « Q » dû à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables et le calcul se fera à l'E.L.U et à l'E.L.S pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression.

III.1.1 Dimensions de l'acrotère



FigIII.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations

✓ **Effort normal dû au poids propre**

$$G = S \times \rho$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton = 25 kN/m³

S : section transversale.

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05) / 2 = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G = 0.0575 \times 25 = 1.4375 \text{ kN/ml}$$

✓ **Effort normal**

$$N = G = 1.4375 \text{ kN/ml}$$

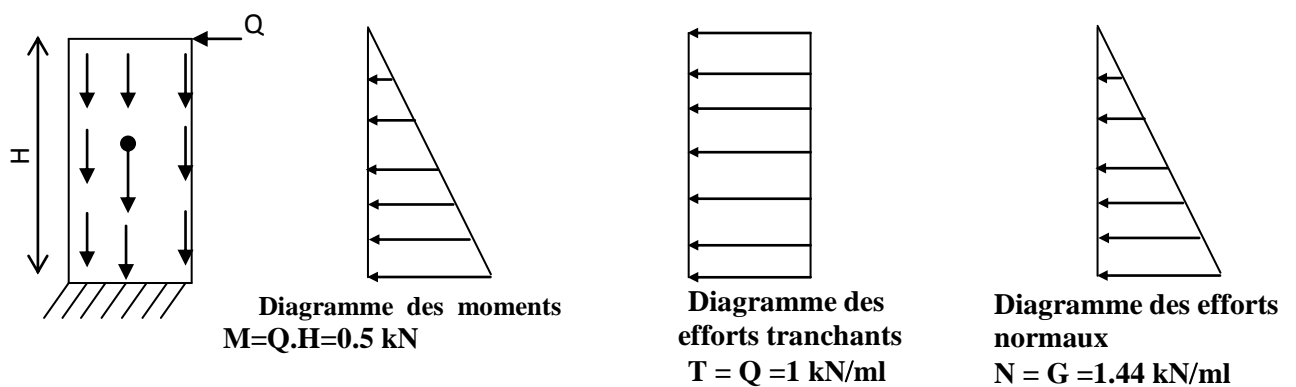
✓ **Effort horizontal**

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

✓ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN.m}$$



FigIII.1.2 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison de charges

➤ L'ELU

La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

✓ Effort normal dû à G

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.44 = 1.94 \text{ kN/ml}$$

$$N_u = 1.94 \text{ kN/ml}$$

✓ Moment de flexion dû à Q

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 0.75 \text{ kN.m}$$

➤ L'ELS

G + Q

✓ Effort normal de compression

$$N_S = G = 1.44 \text{ kN/ml}$$

✓ Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0.5 \text{ kN.m}$$

III.1.4 calcul du ferrailage

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

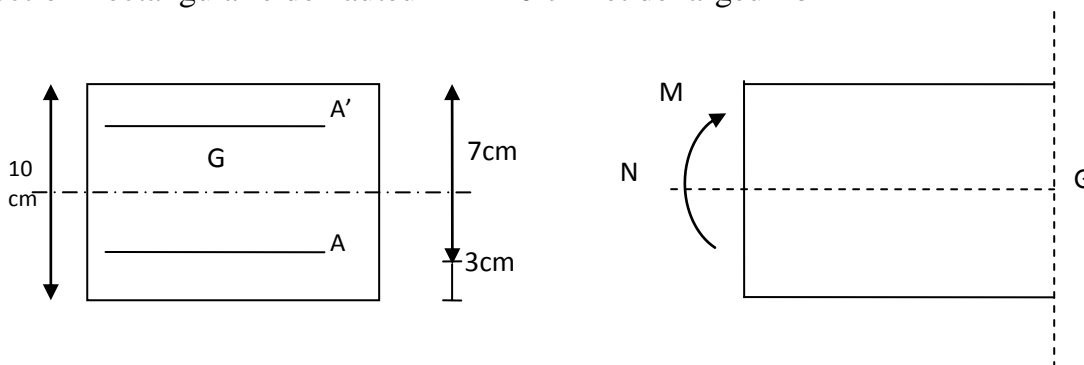


Fig.III.1.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

III.1.4.1 Calcul à L'ELU

➤ Calcul de l'excentricité

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

$$e_u = M_u / N_u = 0.75 / 1.94 = 0.386 \text{ m} > h/2 - c = 0.02 \text{ m}$$

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

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

➤ **Armatures principales**

Section des armatures fictives (en flexion simple)

$M_{fu} = N_u \times a$ avec a : distance entre le centre de pression « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 38.6 + \frac{10}{2} - 3 = 40.6 \text{ cm}$$

$$M_{fu} = 1.94 \times 0.406 = 0.788 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.788 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011$$

$\mu = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0.011 \quad \beta = 0.9945$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.788 \times 1000}{0.9945 \times 348 \times 7} = 0.325 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = 0.325 \text{ cm}^2$$

Section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.325 - \frac{1.94 \times 10}{348} = 0.269 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.269 \text{ cm}^2$$

III.1.5 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (BAEL91 / Art A.4.2.1)

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec

$$\begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.4375} = 0.3478 \text{ m} = 34.8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times 0.943 = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\min} > A_u$ la section n'est pas vérifiée.

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_s = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

$$A_{st} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** avec **S_t = 25cm**

Armatures de répartition

$$A_{st} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{soit } \mathbf{4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t = 10\text{cm}}.$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec V_u : effort tranchant. $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{7 \times 10^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

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 la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA

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

Avec :

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles de barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \approx 10.05 \text{ cm}$$

Avec : n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.2369 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée

d) Ancrage des barres verticales (Art 6.1.21)

L'ancrage est définie par sa longueur de scellement droit « l_s ».

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}; \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

La longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$l_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Donc on opte pour $l_s = 35 \text{ cm}$

III.1.6 vérification à L'ELS

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

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

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

➤ L'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \quad \beta_1 = 0.9155$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0.5 \times 10}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 0.388 \text{ MPa}$$

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

➤ Le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 0.388 = 0.00878 \text{ MPa}$$

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

Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99]

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$
- Armatures de répartition : $S_t = 10 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

Ferrailage adopté

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : $S_t = 25 \text{ cm}$
 Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : $S_t = 10 \text{ cm}$

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme

Si l'action de la main courante est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0.15** (Zone IIa, groupe d'usage2). C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = s \times \rho = 0.0575 \times 25 \times 1 = 1.4375 \text{ kN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.4375 \times 1 = 0.69 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Pas de calcul supérieur à faire.

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile. Toute fois, comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armatures.

III.18 Le ferrailage

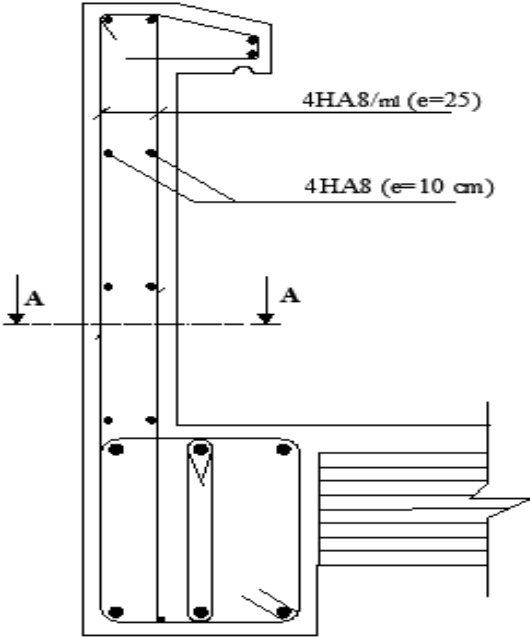


Fig.III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

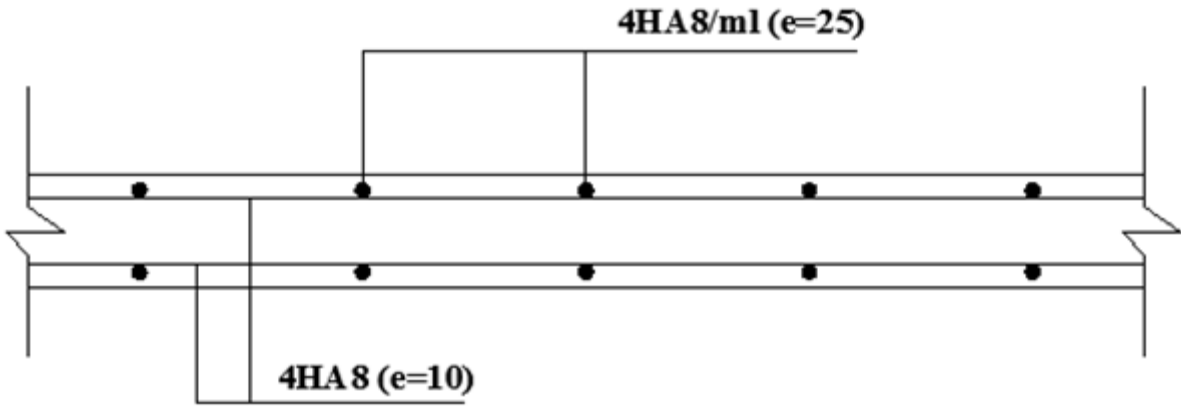


Fig.III.1.5 Coupe A-A Ferrailage de l'acrotère

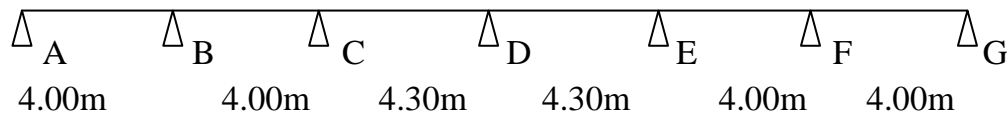
III.2 ETUDE DU PLANCHER

Introduction

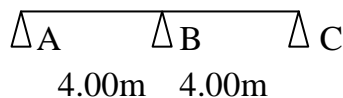
Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Nos planchers en corps creux sont composés de :

- 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, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant.
- Une dalle de compression en béton armé, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges. On va étudier deux cas de planchers :

Premier cas: Cas de six travées



Deuxième cas : cas de deux travées



III.2.1 Etude de la dalle de compression

Le calcul se fera pour une surface de $(1 \times 1) \text{ m}^2$, et on appliquera le même ferrailage pour tous les planchers. La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le **B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423)** :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{F_e} \text{ Avec ; } L : \text{ la distance entre axes des poutrelles ; } (50 \leq L \leq 80 \text{ cm})$$

On prend : $L = 65 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.850 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 6\Phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement : $e = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$Condition vérifiée

$$A_{\perp} = A_{//} = 6\Phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

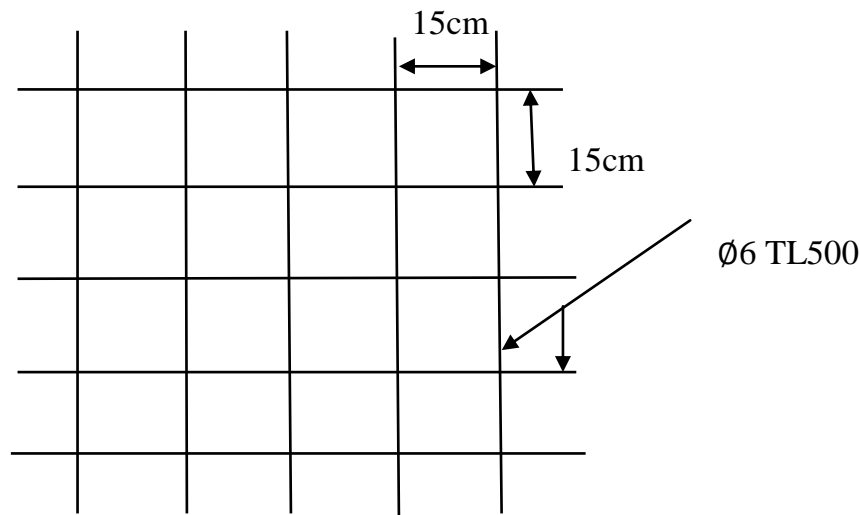


Fig.III.2.1 Treillis soudé (150×150) mm²

III.2.2 Calcul des poutrelles

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T**. Dans notre cas on s'intéresse au plancher de RDC. Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes.

a) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids de corps creux qui est de 0.95 kN/m^2 .

$$\text{Poids propre : } G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Poids de corps creux : } G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge de l'ouvrier : } Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

✓ **Ferraillage à l'ELU**

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

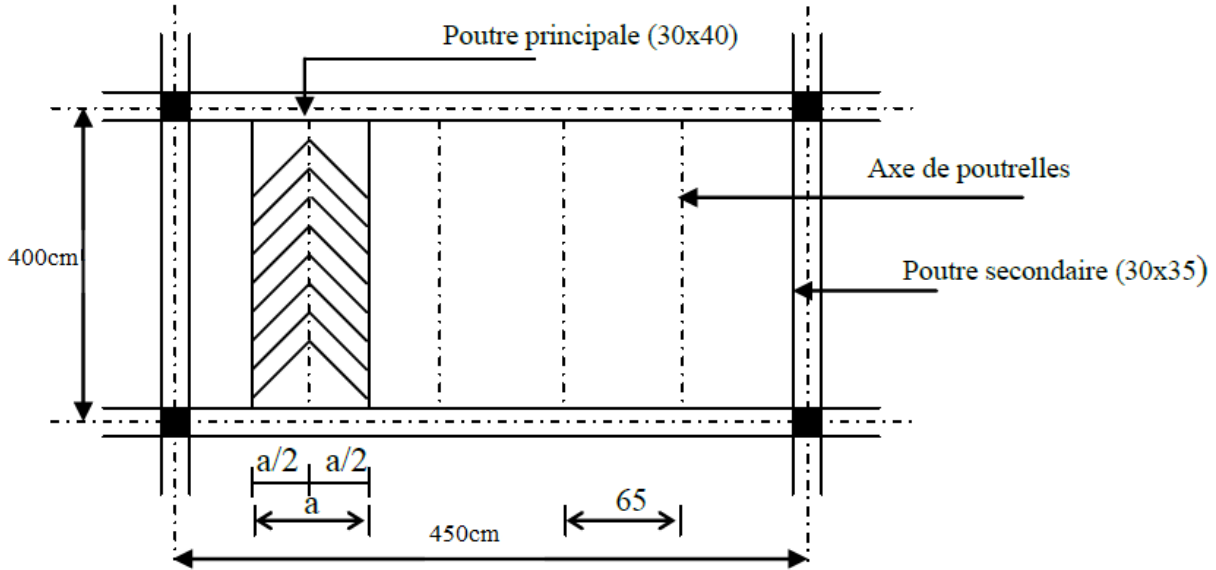


Fig.III.2.2 Surface revenant aux poutrelles

• **Combinaison charge:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

• **Le moment maximal en travée**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.20)^2}{8} = 5.512 \text{ kN.m}$$

• **L'effort tranchant maximal**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.20}{2} = 5.25 \text{ kN}$$

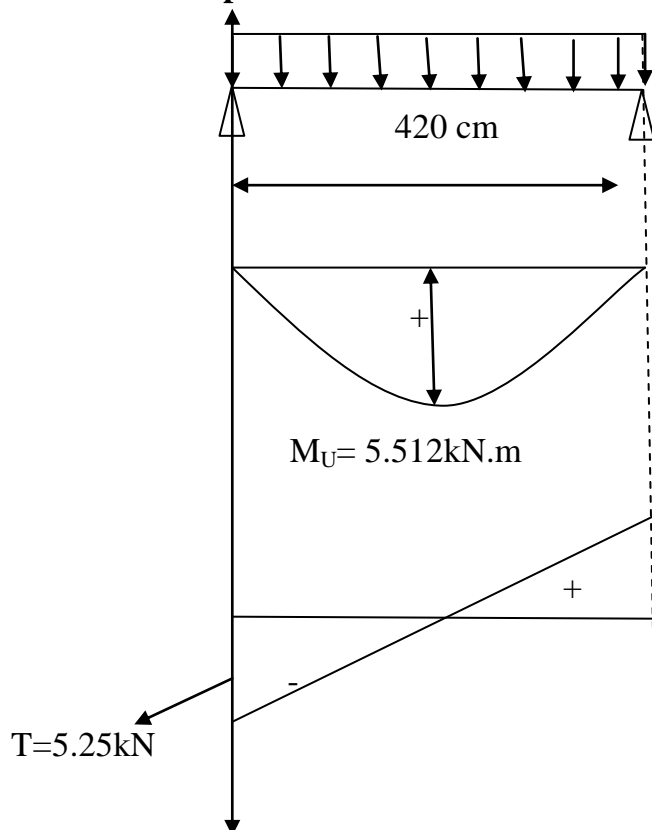


Fig.III.2.3 Diagrammes des efforts internes de la poutrelle

- **Calcul des armatures**

Avec : $b= 12 \text{ cm}$, $h= 4 \text{ cm}$, $c= 2 \text{ cm}$ et $d=h- c= 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.512 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.086$$

$\mu_u = 8.086 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

- ❖ **Remarque**

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm^2 , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée**

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_l}{qu}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267 \times 10^4}{2.50}} = 92.43 \text{ cm}$$

Pour les travées de **400 cm** on prévoit $(400 / 92.43) \approx 5$ distances entre étais, on place **4** pieds droits.

Pour les travées de **430 cm** on prévoit $(430 / 92.43) \approx 5$ distances entre étais, on place **4** pieds droits.

b) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes :

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

$$G = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ kN/ml .}$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

La charge de calcul sera donc :

➤ **A l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.482 \text{ kN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$q_s = G + Q = 4.693 \text{ kN/ml}$$

• **Dimensionnement de la poutrelle**

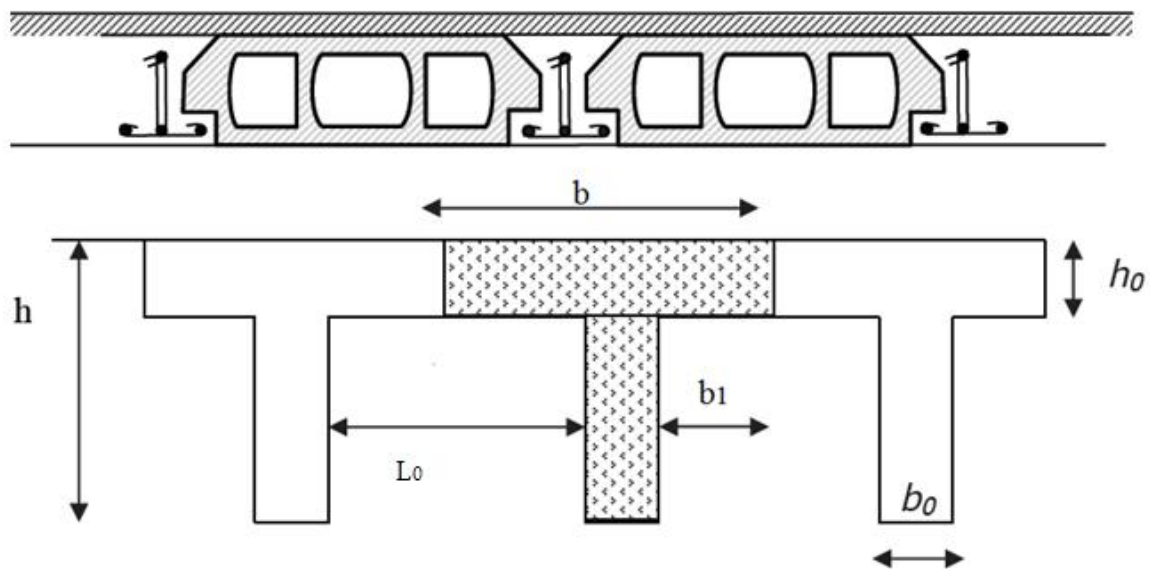
$h = (16+4) = 20 \text{ cm}$: la hauteur du plancher

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

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

b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

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



FigIII.2.4 Schéma de la table de compression

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : la portée libre de la plus grande travée, $L = 4.50 \text{ m}$

D'où : $b_1 \leq (26.5 ; 45 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

$b = 65 \text{ cm}$

III.2.3 Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 201**)

$Q \leq \max \{2G ; 5\} \text{ kN/ml}$

$Q=0.975 \text{ kN/ml} \leq \max \{(3 \times 3.718)=7.436 ; 5\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées successives.

Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
- Le rapport des portées successives des différentes travées compris entre 0.80 et 1.25 m

$$0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

○ **Premier cas:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée A-B} \\ \text{Travée B-C} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.00}{4.00} = 1 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée C-D} \\ \text{Travée D-E} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.30}{4.30} = 1 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée E-F} \\ \text{Travée F-G} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.00}{4.00} = 1 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Deuxième cas:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée A-B} \\ \text{Travée B-C} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.00}{4.00} = 1 < 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.4 Principe de la méthode forfaitaire

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

• **Exposé de la méthode forfaitaire**

➤ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

➤ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

➤ M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

➤ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

➤ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0.2 M_0 pour les poutres partiellement encastées

0.3 M_0 pour appuis de rive.

• Application de la méthode pour les deux cas

○ Premier cas

$M_{01}, M_{02}, M_{03}, M_{04}, M_{05}, M_{06}$: Moments isostatiques en travées

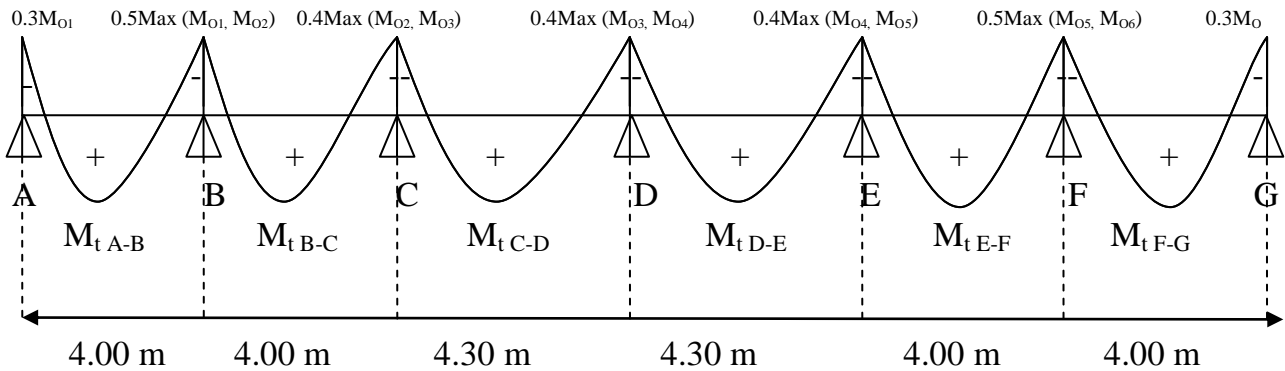


Fig.III.2.5 Méthode forfaitaire pour le premier cas

○ Deuxième cas

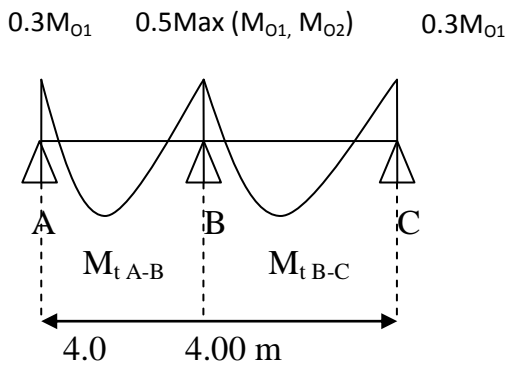


Fig.III.2.6 Méthode forfaitaire pour le deuxième cas

III.2.5 Calcul à L'ELU pour le premier cas (six travées)

• Charges et surcharges

Poids propre du plancher : $G = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

• Combinaison de charge à L'ELU

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.718) + (1.5 \times 0.975) = 6.482 \text{ kN/ml}$

- **Calcul du rapport de charge**

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975+3.718} = 0.207$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.207 = 1.0621$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.207}{2} = 0.531$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.207}{2} = 0.631$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = 6.482 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 12.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6.482 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 12.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6.482 \times \frac{(4.30)^2}{8} = 14.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = 14.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 12.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = 12.96 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.96 = 3.888 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_{02} = 0.5 \times 12.96 = 6.480 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4M_{03} = 0.4 \times 14.98 = 5.992 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4M_{04} = 0.4 \times 14.98 = 5.992 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.4M_{04} = 0.4 \times 14.98 = 5.992 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.5M_{05} = 0.5 \times 12.96 = 6.480 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{06} = 0.3 \times 12.96 = 3.888 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Moment[kN.m]	3.888	6.480	5.992	5.992	5.992	6.480	3.888

- **Calcul des moments en travées**

Étude de la travée de rive AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} \Rightarrow M_{tAB} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{3.888+6.48}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 8.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0,631 \times 12.96 \Rightarrow M_{tAB} \geq 8.177 \text{ kN.m}$$

On prend donc : **$M_{tAB} = 8.553 \text{ kN.m}$**

Étude de la travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} \Rightarrow M_{tBC} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{6.48 + 5.992}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 7.501 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0.531 \times 12.96 \Rightarrow M_{tBC} \geq 6.881 \text{ kN.m}$$

On prend donc : **$M_{tBC} = 7.501 \text{ kN.m}$**

Étude de la travée intermédiaire CD

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\} \Rightarrow$$

$$M_{tCD} \geq 1.06 \times (14.98) - \frac{5.992 + 5.992}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq 9.886 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0.531 \times 14.98 \Rightarrow M_{tCD} \geq 7.954 \text{ kN.m}$$

On prend donc : **$M_{tCD} = 9.886 \text{ kN.m}$**

Étude de la travée intermédiaire DE

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} \Rightarrow$$

$$M_{tDE} \geq 1.06 \times (14.98) - \frac{5.992 + 5.992}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tDE} \geq 9.886 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tDE} \geq 0.531 \times 14.98 \Rightarrow M_{tBC} \geq 7.954 \text{ kN.m}$$

On prend donc : **$M_{tDE} = 9.886 \text{ kN.m}$**

Étude de la travée intermédiaire EF

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\} \Rightarrow M_{tEF} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{5.992 + 6.48}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tEF} \geq 7.501 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tEF} \geq 0.531 \times 12.96 \Rightarrow M_{tEF} \geq 6.881 [\text{kN.m}]$$

On prend donc : **$M_{tEF} = 7.501 \text{ kN.m}$**

Étude de la travée de rive FG

$$M_{tFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{06}; 1.05M_{06}\} \Rightarrow M_{tFG} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{6.48 + 3.888}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tFG} \geq 8.553 \text{ kN.m}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tFG} \geq 0.631 \times 12.96 \Rightarrow M_{tFG} \geq 8.177 \text{ kN.m}$$

On prend donc : **$M_{tFG} = 8.553 \text{ kN.m}$**

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Moment[kN.m]	8.553	7.501	9.886	9.886	7.501	8.553

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m :

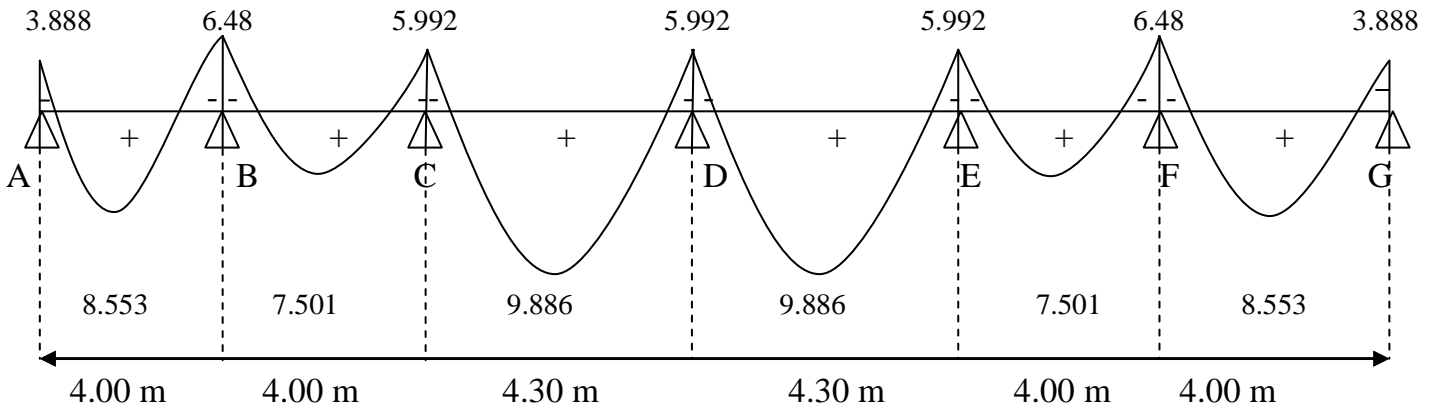


Fig.III.2.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (premier cas)

• Calcul des efforts tranchants

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

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

Avec :

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(x = L) = -\frac{q_u L}{2}$$

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

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

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Travée AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 3.888}{4} = 12.316 \text{ kN.} \\ T_B = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 3.888}{4} = -13.612 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-5.992 + 6.48}{4} = 13.086 \text{ kN.} \\ T_C = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-5.992 + 6.48}{4} = -12.842 \text{ kN.} \end{cases}$$

Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{6.482 \times 4.3}{2} + \frac{-5.992 + 5.992}{4.3} = 13.936 \text{ kN.} \\ T_D = -\frac{6.482 \times 4.3}{2} + \frac{-5.992 + 5.992}{4.3} = -13.936 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée DE

$$\begin{cases} T_D = \frac{6.482 \times 4.3}{2} + \frac{-5.992 + 5.992}{4.3} = 13.936 \text{ kN.} \\ T_E = -\frac{6.482 \times 4.3}{2} + \frac{-5.992 + 5.992}{4.3} = -13.936 \text{ kN} \end{cases}$$

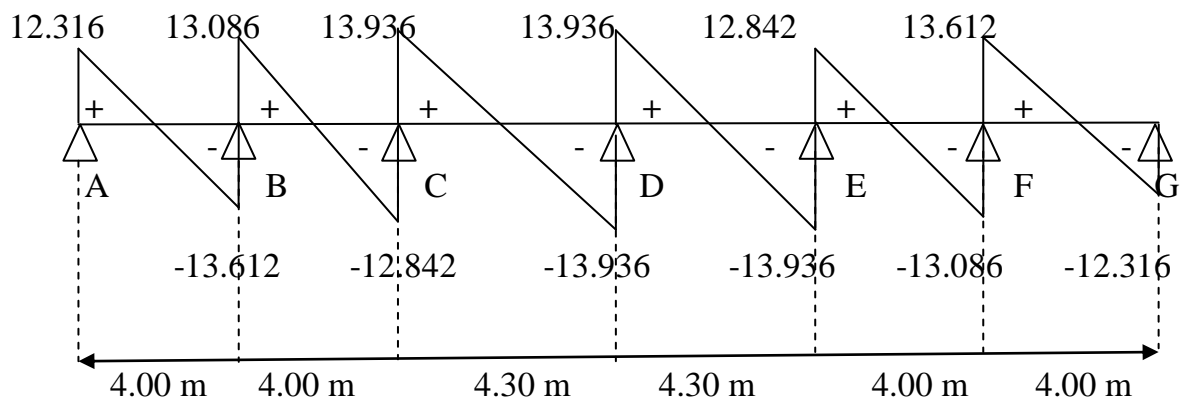
Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 5.992}{4} = 12.842 \text{ kN.} \\ T_F = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 5.992}{4} = -13.086 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée FG

$$\begin{cases} T_E = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-3.888 + 6.48}{4} = 13.612 \text{ kN.} \\ T_G = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-3.888 + 6.48}{4} = -12.316 \text{ kN.} \end{cases}$$

Diagramme des efforts tranchants à L'ELU en kN :



FigIII.2.8 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (premier cas)

Travée	Effort tranchant [kN]
A-B	12.316
	-13.612
B-C	13.086
	-12.842
C-D	13.936
	-13.936
D-E	13.936
	-13.936
E-F	12.842
	-13.086
F-G	13.612
	-12.316

III.2.1 Tableau des résultat des efforts tranchants (premier cas)

III.2.6 Calcul à L'ELU pour le deuxième cas (cas de deux travées) :

- Calcul du rapport de charge

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.718} = 0.207$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.207 = 1.0621$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.207}{2} = 0.531$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.207}{2} = 0.631$$

- Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = 6.482 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 12.96 \text{ [kN.m]} \quad M_{02} = 6.482 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 12.96 \text{ [kN.m]}$$

- Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.96 = 3.888 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_{02} = 0.3 \times 12.96 = 6.480 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 12.96 = 3.888 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments en travées

Étude de la travée de rive AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{3.888 + 6.48}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 8.553[\text{kN.m}]$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0.631 \times 12.96 \Rightarrow M_{tAB} \geq 8.177[\text{kN.m}]$$

On prend donc : $M_{tAB} = 8.553[\text{kN.m}]$

Étude de la travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} \Rightarrow$$

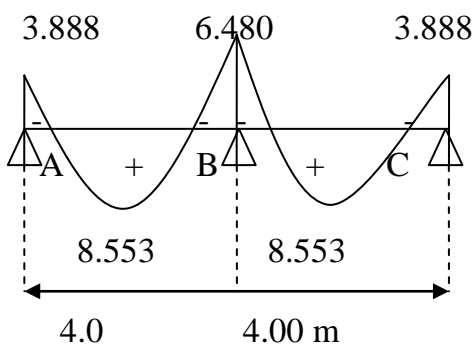
$$M_{tBC} \geq 1.06 \times (12.96) - \frac{6.48 + 3.888}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 8.553[\text{kN.m}]$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0.531 \times 12.96 \Rightarrow M_{tBC} \geq 6.881[\text{kN.m}]$$

On prend donc : $M_{tBC} = 7.501[\text{N.m}]$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m :



FigIII.2.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(deuxième cas)

Calcul des efforts tranchants

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

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

Avec

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(x = L) = -\frac{q_u L}{2}$$

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

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

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droit de la travée.

L : longueur de la travée.

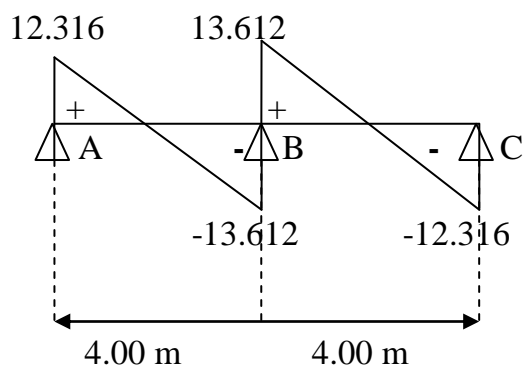
Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 3.888}{4} = 12.316 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-6.48 + 3.888}{4} = -13.612 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-3.888 + 6.48}{4} = 13.612 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{6.482 \times 4}{2} + \frac{-3.888 + 6.48}{4} = -12.316 \text{ kN} \end{cases}$$

Diagramme des efforts tranchants à L'ELU en kN :



FigIII.2.10 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (deuxième cas)

❖ **Remarque**

Dans les deux cas on remarque que le cas le plus défavorable est celui de six travées donc le ferrailage se fera pour ce cas.

➤ **Ferrailage à l'ELU****Armatures longitudinales**

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

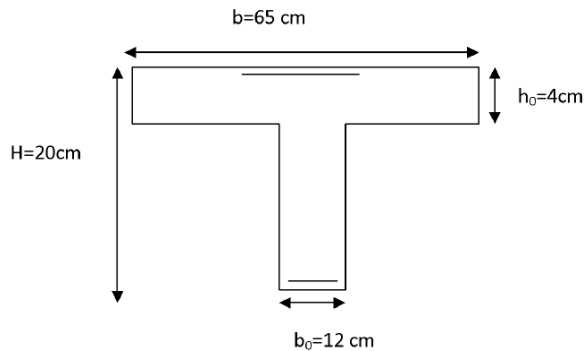


Fig.III.2.11 Dimensions de la section en T

En travée

$$M_t = 9.886 \text{ KN m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 9.886 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Calcul du μ

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.886 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.033 \implies \beta = 0.9835$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.886 \times 10^3}{0.9835 \times 18 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis

La table se trouve dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \max} = 6.48 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.48 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.117 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.117 \implies \beta = 0.9375$$

$$A_a = \frac{6.48 \times 10^3}{0.9375 \times 18 \times 348} = 1.034 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.2.7 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u^{\max} = 13.936 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{13.936 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.645 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{13.936 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

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

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ Condition vérifiée,
pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres**

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.28} = 52.63 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (article. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0.4 \times 52.63 = 21.05 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales**

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; **A.7 .2.12 BAEL 91**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article **A 5 .1 BAEL 91**

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{ 0.9 d; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2})$$

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

III.2.8 Vérification à l'ELS

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

- Etat limite de résistance de béton en compression
- Etat limite de déformation
- Etat limite d'ouvertures des fissures

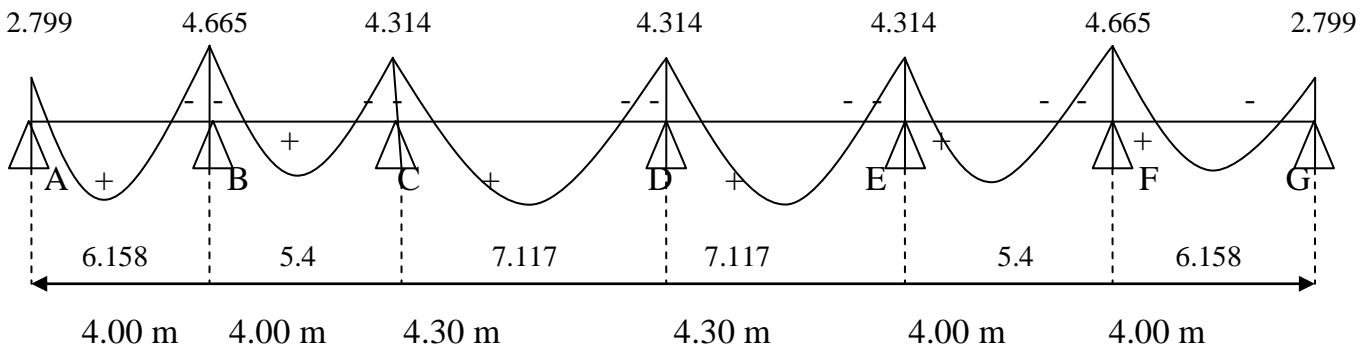
Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{q_s}{q_u}$$

D'où $q_u=6.482\text{kN/ml}$ et $q_s= 4.693\text{kN/ml}$

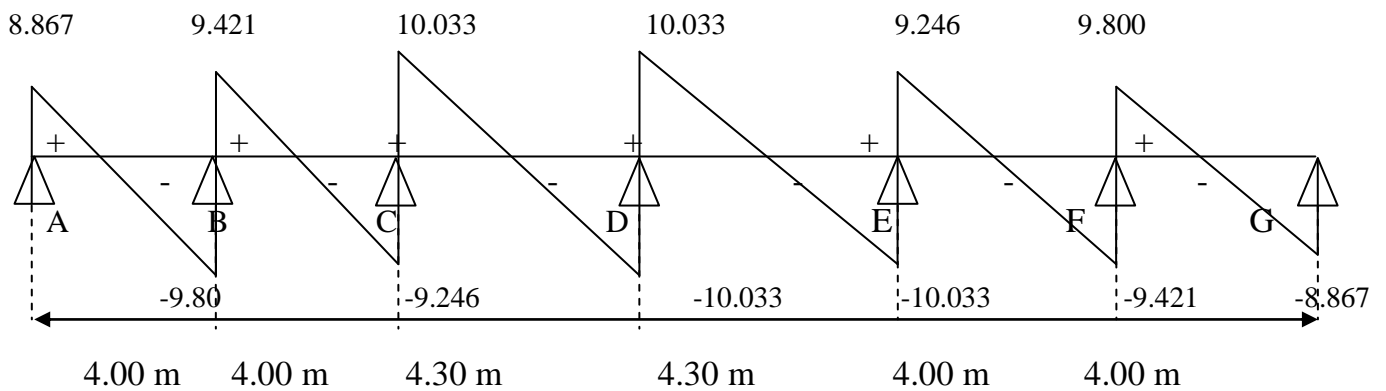
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.693}{6.482} = 0.72$$

Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en kN.m :



III.2.12 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en kN :



FigIII.2.13 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)**✓ Contrainte dans l'acier****a) En travée****• Contrainte dans l'acier**On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{65 \times 18} \times 100 = 0.2$$

$$\rho_1 = 0.2 \quad K_1 = 53.49 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.117 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 181.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 181.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le bétonOn doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{181,50}{53.49} = 3.393 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.393 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis**• Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \text{ par interpolation} \quad K_1 = 31.049 \text{ par interpolation} \quad \beta_1 = 0.8914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.665 \times 10^3}{0.8914 \times 18 \times 1.13} = 257.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 257.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{257.29}{31.049} = 8.286 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.286 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91)

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \text{b) } \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \\ \text{c) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{array} \right.$$

a) $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ Condition vérifiée

b) $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$ Condition non vérifiée

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^2 \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86$$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Moment d'inertie fictive totale de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

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

b) Calcul des différents paramètres

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st} (y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7.09^3 + 12.90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 235 \times (12.90 - 2)^2$$

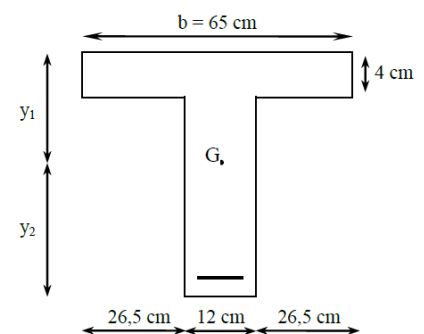
$$I_0 = 19975.6 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \quad \beta = 0.9814$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.117 \times 10^3}{0.9814 \times 18 \times 2.35} = 171.439 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 1.09} = 0.015$$



$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 171.439 + 2.1} = 0.616$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 19975.6}{1 + (0.616 \times 0.015)} = 21771.98 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.117 \times (4.3)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 21771.98} = 0.00558 \text{ m}$$

$f = 0.558 \text{ cm} < \bar{f} = 0.86 \text{ cm}$ Condition vérifiée

c)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.693 \times 4.3^2}{8} = 10.846 \text{ KN}$$

$$M_t = 7.117 \text{ kN}$$

$$\frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{7.117}{15 \times 10.846} = 0.0437 \text{Condition vérifiée}$$

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

- **Armatures longitudinales**

Aux appuis

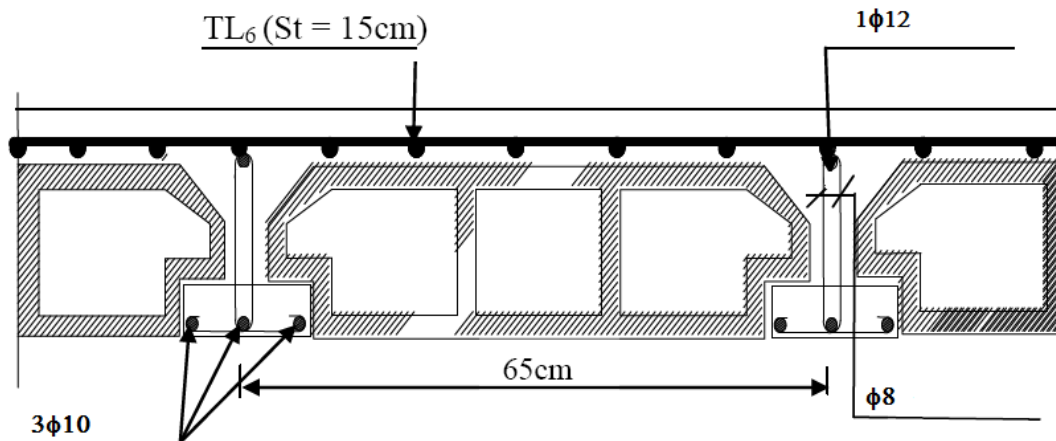
$$A_a = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Aux travée

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

- **Armatures transversales**

$2HA8 = 1 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm (1 étrier en T8 tous les 15 cm).



FigIII.2.14 Plan de ferrailage de plancher en corps creux

III.3 Etude des balcons

Introduction

Notre ouvrage comporte deux types de balcons :

Un balcon avec un garde corps de 1m de hauteur en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Un balcon avec un mur extérieur de hauteur avec maçonnerie double cloisons en brique creuse de (10x10) cm

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

➤ Epaisseur de balcon

$e_p \geq \frac{L}{10}$ L=1.05 m étant la largeur du balcon

$e_p \geq \frac{105}{10} = 10.5 \text{ cm}$

Soit $e_p = 15\text{cm}$

III.3.1 Evaluation des charges et surcharges

III.3.1.1 Descente de charge

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Charge permanente totale G				5.61 (kN/m ²)

Tableau III.3.1 Evaluation des charges et surcharges pour le balcon

La hauteur du garde corps égale à 1 m

q : charge pondérée de la dalle.

Q₁ : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps.

G₁ : poids propre du garde corps.

G₂ : poids propre du mur extérieur.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur à la flexion simple

G=5.61 kN/ml

P_{garde corps} = poids de brique creuse + 2(poids de l'enduit en ciment, e_p= 2cm)

G₁ = (0.9+(2x0.44))x1m=1.78 kN/ml

P_{mur extérieur} (calculé au chapitre 2)

G₂ = 2.44x1=2.44 kN/ml

Charge due à la main couranteQ₁=1kN/ml

Charge d'exploitation du balcon.....Q=3.5kN/ml (donnée par le DTR BC2.2)

III.3.1.2 Schéma statique

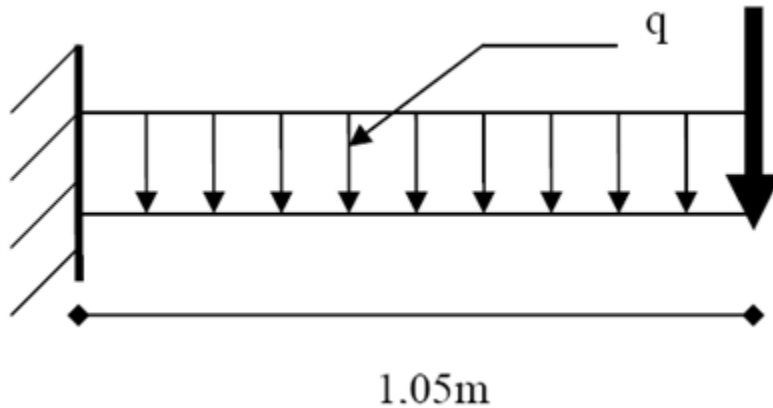


Fig.III.3.1 schéma statique de balcon

III.3.1.3 Les combinaisons de charges

➤ L'ELU

Dalle : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.82 \text{ kN/ml}$

Garde corps : $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.78 = 2.4 \text{ kN/ml}$

Main courante : $q_{u3} = 1.5Q_1 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$

➤ L'ELS

Dalle : $q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$

Garde corps : $q_{s1} = G_1 = 1 \text{ kN/ml}$

Main courante : $q_{s3} = Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

III.3.1.4 Calcul du moment sollicitant

➤ L'ELU

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2} = 12.82 \frac{1.05^2}{2} = 7.067 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids du garde corps : $M_2 = q_{u1} \times L = 2.4 \times 1.05 = 2.52 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u3} \times H = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$

Moment total : $M_4 = M_1 + M_2 + M_3 = 11.087 \text{ kN.m}$

➤ L'ELS

Moment dû à la charge q_s : $M_1 = q_s \frac{l^2}{2} = 9.11 \frac{1.05^2}{2} = 5.02 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids du garde corps : $M_2 = q_{s1} \times L = 1 \times 1.05 = 1.05 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{s3} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$

$M_4 = M_1 + M_2 + M_3 = 7.07 \text{ kN.m}$

III.3.2 Ferrailage à l'ELU

III.3.2.1 Les armatures principales

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

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.087 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \text{ section simplement armée} \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.087 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3.92cm²** avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

III.3.2.2 Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8=2.51cm²** avec un espacement de $S_t=20\text{cm}$

III.3.2.3 Vérifications

➤ **La condition de non fragilité :(Art.A.4.21BAEL91)**

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

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A = 3.92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.82 \times 1.05 + 2.40 = 15.861 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.861 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.132 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres :(Art.A.6.13 BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = \pi n l = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.861 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.935 < 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352 \text{ mm}$$

$l_s = 35.2 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (La largeur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.2 = 14.08 \text{ cm} \quad (\text{Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99})$$

Vérification de l'espacement des barres

✓ **Pour les armatures principales**

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Pour les armatures de répartition**

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant✓ **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

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

M_u : Moment fléchissant aux appuis.

$$a = 0.9 \times d$$

$$A \geq \frac{1,15 \times \left(15.861 + \frac{10.525 \times 10^6}{0,9 \times 120} \right)}{400} = 280 \text{ mm}^2$$

$A = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.80 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

✓ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0,9 d b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 15.861 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 12 \times 100}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 15.861 < 720 \text{ kN}$Condition vérifiée.

Vérification à l'ELSNous avons $M_s = 7.582 \text{ kN.m}$ Il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \rightarrow \{ \beta_1 = 0,9035; K_1 = 36,81 \}$$

$$\sigma_s = \frac{11,60 \times 10^3}{0.9035 \times 12 \times 4.71} = 227.15 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{36.81} \times 221.47 = 6.17 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 6.17 < 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{105} = 0.143 \quad \text{et} \quad \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{7.582}{10 \times 7.582} = 0.1 \\ 0.143 > 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{105} = 0.143 \quad \text{et} \quad \frac{1}{10} = 0.1 \\ 0.143 > 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.00326 \quad \text{et} \quad \frac{4.2}{400} = 0.0105 \\ 0.00326 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

III.3.3 Le ferrailage

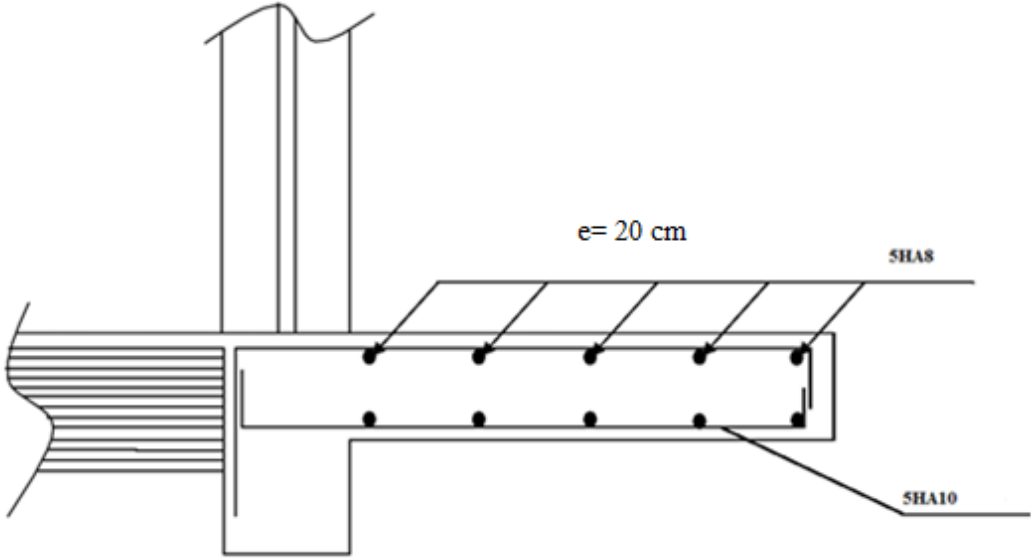


Fig.III.3.2 ferrailage de balcon

III.4 Etude de la salle machine

III.4.1 Caractéristique de l'ascenseur

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (14 niveaux), 2 ascenseurs ont été prévus pour faciliter la circulation verticale entre niveaux, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), de surface égale à ($1.75 \times 2.00 = 3.50\text{ m}^2$) pouvant charger huit personnes. La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes ($p = 80\text{KN}$).

$$L_x = 1.75\text{ m} \quad L_y = 2.00\text{m} \quad S = 3.5\text{m}^2$$

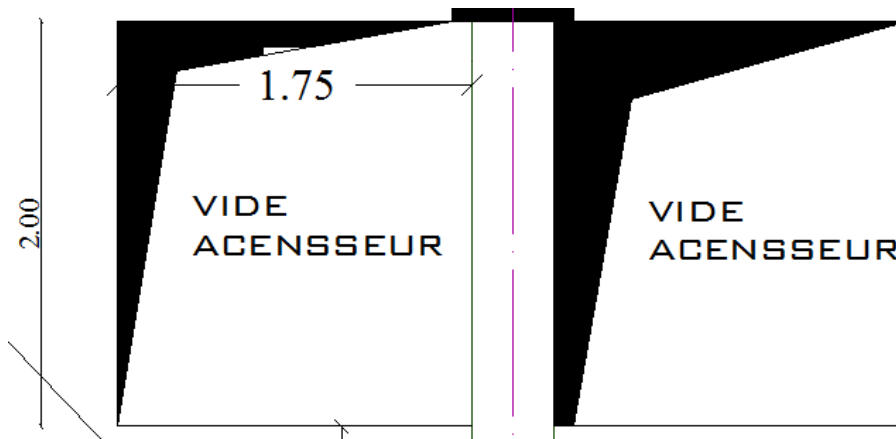


Fig.III.4.1 coupe horizontale de la salle machine

III.4.2 Dimensionnement

III.4.2.1 Epaisseur de la dalle

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5.833\text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

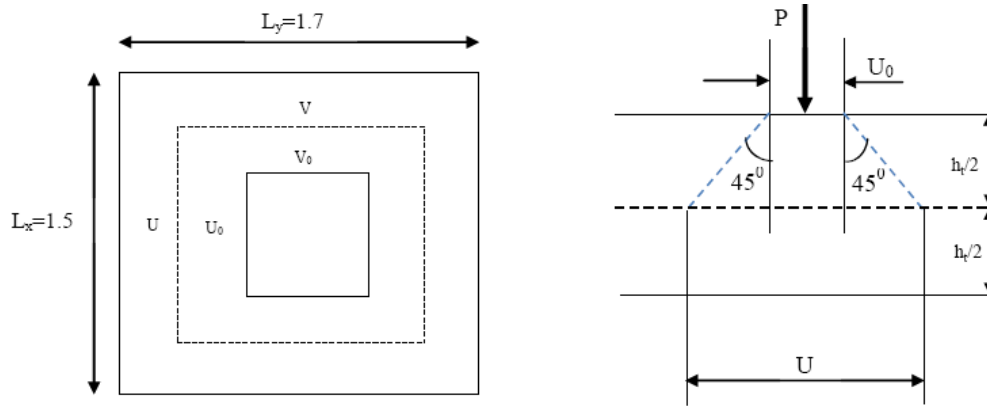


Fig.III.4.2 Les dimensions de la dalle machine

P : La charge totale centrée.

U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a:

$$U = U_0 + K.e + h_t$$

$$U = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + K.e + h_t$$

$$V = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

Avec :

e : revêtement de la dalle = 7 cm

K : revêtement pas en béton = 1.5

$$U = U_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 7 cm.

$K = 1.5$ (le revêtement n'est pas en béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{200} = 0.87; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.3 Calcul des moments sous charges localisées

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson: à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105.5}{175} = 0.60$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105.5}{200} = 0.52$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$M_1 = 0.0855$$

$$M_2 = 0.06755$$

$$q_u = 1,35p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0.0855 = 9.234 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0.06755 = 7.295 \text{ kN.m.}$$

III.4.4 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,87 ; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0488 \times 6.563 \times 1.75^2 = 0.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.721 \times 0.98 = 0.706 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.234 + 0.98 = 10.214 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.295 + 0.706 = 8.001 \text{ kN.m}$$

III.4.5 Ferrailage de la dalle

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- ✓ 0.85 dans le sens de la petite portée en travée
- ✓ 0.75 dans le sens de la grande portée en travée
- ✓ 0.5 aux appuis.
- ✓ Les moments aux appuis seront négatifs

- **Sens x-x (petite portée)**

- **En travée**

$$M_x^t = 0,85 \times 10.214 = 8,681 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.681 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.681 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

- **Aux appuis**

$$M_x^a = 0.5 \times 10.214 = 5.107 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.107 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.9895$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.107 \times 10^3}{0.9895 \times 13 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

- **Sens y-y : (grande portée)**

- **En travée**

$$M_y^t = 0.75 \times 8.001 = 6.00075 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.00075 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.9895$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.00075 \times 10^3}{0.9895 \times 13 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm

➤ Aux appuis

$$M_y^a = 0.5 \times 8.001 = 4.0005 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.0005 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.0005 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.4.6 Vérification à l'ELU

• Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99)

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\%_00 \text{ (Acier HA FeE400).}$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{175}{200} \right) = 1,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99)

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99)**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2m.$$

$$q_u = 108kN \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$

Au milieu de U : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{80}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,39 \text{ kN.}$

Au milieu de V : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,39 \text{ kN.}$

$$\tau_u = \frac{25,39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17MPa.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

III.4.7 Vérification à l'ELS

III.4.7.1 Calcul des moments au centre du panneau :

À l'ELS : $\nu = 0,2$

$$M_1 = 0,0855$$

$$M_2 = 0,06755$$

$$q_s = p = 80 \text{ kN.}$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,0855 + 0,2 \times 0,06755) = 7,920 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,06755 + 0,2 \times 0,0855) = 6,608 \text{ kN.m}$$

III.4.7.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,87 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0559 \times 4,75 \times 1,75^2 = 0,813 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,804 \times 0,813 = 0,653 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,920 + 0,813 = 8,733 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,608 + 0,653 = 7,261 \text{ kN.m}$$

III.4.7.3 Ferrailage de la dalle

- **Sens x-x**

- **En travée**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,733 = 7,42 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,785$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,42 \times 10^3}{0,785 \times 13 \times 348} = 2,09 \text{ m}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

- **Aux appuis**

$$M_x^a = 0,5 \times 8,733 = 4,3665 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,3665 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0182 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0182 \Rightarrow \beta = 0,817.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,3665 \times 10^3}{0,817 \times 13 \times 348} = 1,181 \text{ cm}^2.$$

$$1,181 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y

- En travée

$$M_y^t = 0.75 \times 7.261 = 5.445 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.445 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02268 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.02268 \Rightarrow \beta = 0.8035$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.445 \times 10^3}{0.8035 \times 13 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2.$$

$$1.49 < 3.14 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$M_y^a = 0.5 \times 7.261 = 3.6305 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.6305 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01512 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.01512 \Rightarrow \beta = 0.82876$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.6305 \times 10^3}{0.82876 \times 13 \times 348} = 0.968 \text{ cm}^2.$$

$$0.968 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

III.4.7.4 Contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x

- En travée

$$M_t = 7.42 \text{ KN.m} \text{ et } A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.42 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 197.36 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{197.36}{48.29} = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 4.3665 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.3665 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 178,72 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{178,72}{61,92} = 2,886 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y**➤ **En travée**

$$M_t = 5.445 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.445 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 144,83 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{144,83}{48,29} = 2,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 3.6305 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.6305 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 148,59 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{148,59}{61,92} = 2,399 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.7.5 Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible \implies Aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.8 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

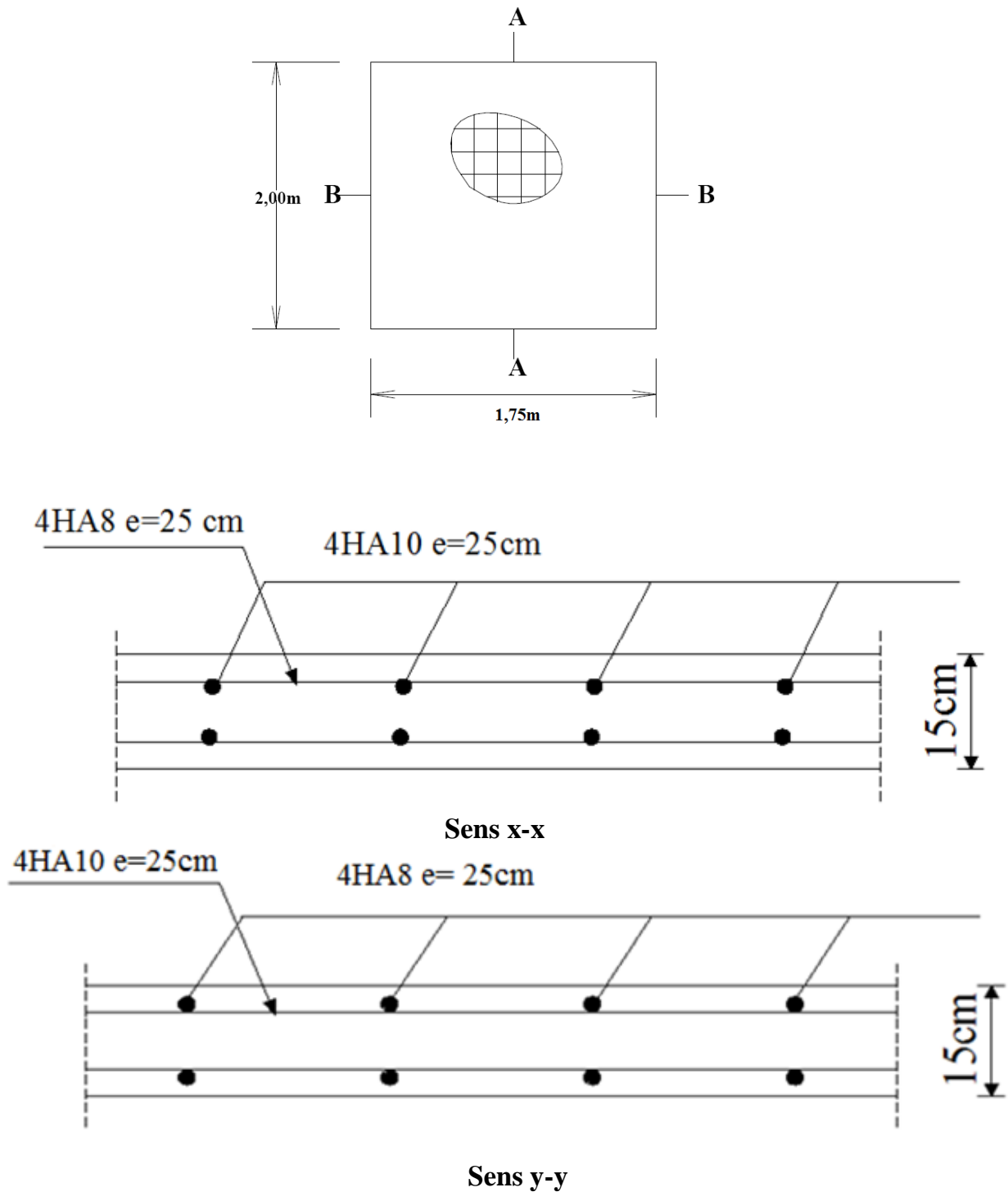


Fig.III.4.3 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.5 Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités aux balcons à plancher en corps creux, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

III.5.1 Pré dimensionnement de la poutre

Pour $L=4.30$

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

La hauteur : $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

La largeur $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

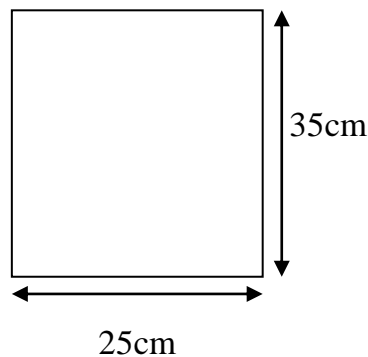
Avec :

$$l = 430 - 30 = 400$$

la hauteur $\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \implies 26.66 \leq h_t \leq 40$ on opte pour une hauteur de $h=35\text{cm}$

Condition du RPA la valeur minimale pour la hauteur est de 30 cm

La largeur $0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$ on opte pour une largeur de $b=25\text{ cm}$



III.5.1.1 Détermination des sollicitations

Poids propre de la poutre $G_1 = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.1875 \text{ kN/ml}$

Poids du mur double cloison : $G_2 = 2.44 \times (3.25 - 0.30) = 7.198 \text{ kN/ml}$

Poids du plancher (plancher de balcon en corps creux) : $G_3 = 5.72 \times 0.65 / 2 = 1.859 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 11.244 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 3.5 \times 0.65 / 2 = 1.14 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges**

- **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \implies 1.35 \times 11.244 + 1.5 \times 1.14 = \mathbf{16.89} \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = G + Q \implies 11.244 + 1.14 = \mathbf{12.384} \text{ kN/ml}$$

III.5.2 Calcul des efforts internes

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{Lq_u}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{16.89 \times 4.00}{2} = 33.78 \text{ kN}$$

- **Calcul des moments**

Pour le calcul des moments dans les poutres semis encastrees, on tiendra compte des coefficients d'ajustement

- **En travées**

$$M_t = 0.85 \times \frac{16.89 \times 4.00^2}{8} = 28.71 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \times \frac{16.89 \times 4.00^2}{8} = -10.13 \text{ kN.m}$$

III.5.3 Le ferrailage

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b f_{bc} d^2}$$

$$\mu = \frac{28,71 \times 10^3}{25 \times 14.2 \times 33^2} = 0.074 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.074 \implies \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{28,71 \times 10^3}{0,962 \times 33 \times 348} = 2,598 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,598 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{3HA12} = A_t = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b f_{bc} d^2}$$

$$\mu = \frac{10,13 \times 10^3}{25 \times 14,2 \times 33^2} = 0,026 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,026 \implies \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{10,13 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 0,893 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,893 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA12} = A_a = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification du non fragilité du béton [Art A 4. 2. 1 BAEL 91 modifié 99]**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 < A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3.14 \times 3 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.78 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 1.006 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.006 < 3.15$Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{33.78 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.41 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0, 10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

- V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.
- M_u : Moment fléchissant aux appuis.
- $a = 0.9 \times d$

$$A \geq \frac{1,15 \times \left(33.78 + \frac{10.13 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right)}{400} = 98.15 \text{ mm}^2$$

$A = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.9815 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 d b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 33.78 \text{ kN} \leq \frac{0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.33 \times 2500}{1.5} = 495 \text{ kN}$$

$V_u^{\max} = 33.78 < 495 \text{ kN}$Condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Armatures transversales (Art A 7.2.2/BAEL 91 modifié 99)**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} \implies \min \{ 1 ; 1.2 ; 2.5 \} = 1 \text{ cm}$$

ϕ_{\max} : diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA8 avec $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40\} \text{ cm} = \min \{29.7 ; 40\} \text{ cm} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} = \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des armatures (Art A 5.1.22 /BAEL 91 modifié 99)**

- **Aux appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right\} \text{ cm} = \min (8.75 ; 12 \times 1 ; 30) = 8.75 \text{ cm} \quad S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

III.5.4 Calcul des efforts internes à l'ELS

$$q_s = 12.384 \text{ kN/ml}$$

- **Réaction d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{Lq_s}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{12,384 \times 4.00}{2} = 24.768 \text{ kN}$$

- **Calcul des moments**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 12.384 \frac{4^2}{8} = 24.768 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement

$$M_a = 0.3 \times 24.768 = 7.43 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 24.768 = 21.05 \text{ kN.m}$$

III.5.5 Vérification a l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99**

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{Mpa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

β_1, k_1 : Sont tirés de tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale à :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

➤ **Aux appuis**

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.35 \times 100}{33 \times 25} = 0.284 \beta_1 = 0.9151 k_1 = 43.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.43 \times 10^3}{0.9151 \times 33 \times 2.35} = 104.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 104,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{104,7}{43,89} = 2,385 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 (\%) = \frac{3.39 \times 100}{33 \times 25} = 0.411 \beta_1 = 0.9017 k_1 = 35.864$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.05 \times 10^3}{0.9017 \times 33 \times 3.39} = 208.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 208,68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \eta = 1.6 = \bar{\sigma}_{st} = \min (266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} 208,68 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on optera un ferrailage à l'ELS

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_s^t}{b f_{bc} d^2}$$

$$\mu = \frac{21,05 \times 10^3}{25 \times 14.2 \times 33^2} = 0.0544 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0544 \text{ par interpolation } \beta = 0.75125$$

$$A_t = \frac{M_{ts}}{\beta d \bar{\sigma}_s}$$

$$A_t = \frac{21,05 \times 10^3}{0.75125 \times 33 \times 201.63} = 4.211 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.211 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

III.5.6 Vérification à l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99**

➤ **En travée**

$$\rho_1 (\%) = \frac{5.65 \times 100}{33 \times 25} = 0.684 \beta_1 = 0.8794 k_1 = 26.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{21,05 \times 10^3}{0.8794 \times 33 \times 5.65} = 128.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 128.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{128,38}{26,46} = 4.85 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \eta = 1.6 = \bar{\sigma}_{st} = \min (266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} 128.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.7 Vérification de la flèche

Les règles (Art. A.6.5, 2/BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS, l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \\ \text{c) } \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{30}{400} = 0.075 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \frac{35}{400} = 0.0875 > \frac{21,05}{10 \times 24.768} = 0.0849 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{5.65}{25 \times 33} = 0.00684 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées .

III.5.8 Le ferrailage de la poutre de chaînage

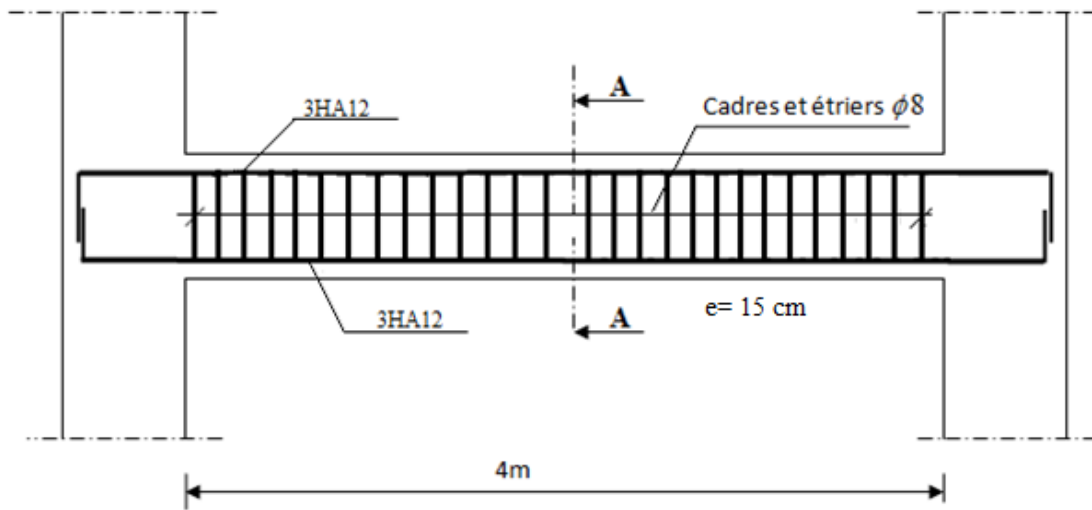


Fig.III.5.1 Ferrailage de la poutre de chaînage

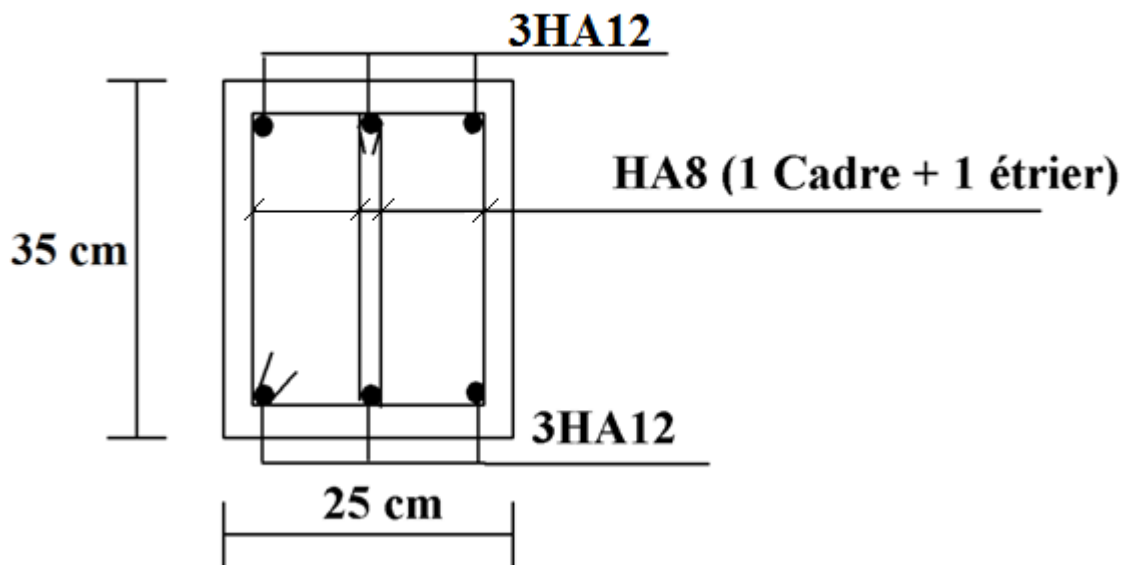


Fig.III.5.2 Coupe horizontale A-A de la poutre de chaînage

III.6 Etude des escaliers

Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.6.1 Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

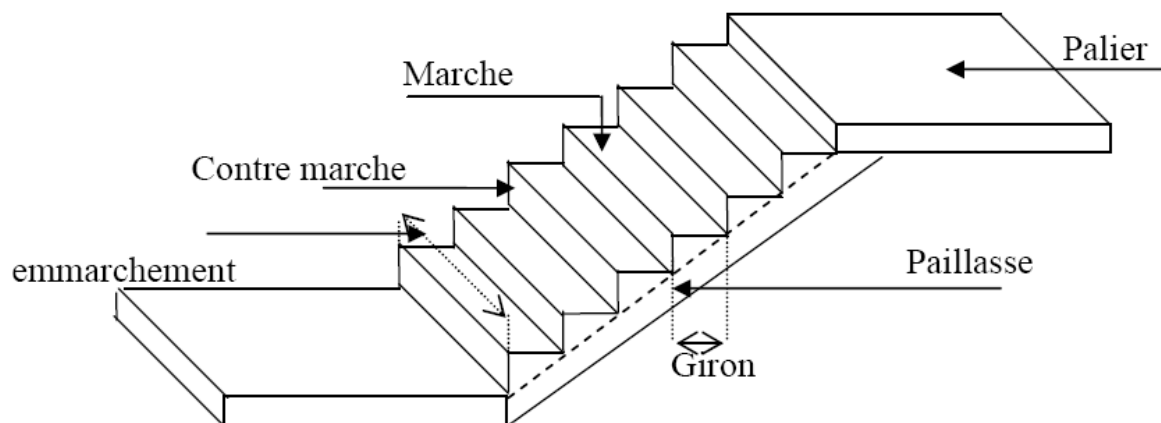


Fig.III.6.1 schéma de l'escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc....
- **contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

➤ **Notations utilisées :**

- g : largeur de la contre marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_1 : largeur du palier de départ
- l_2 : largeur du palier de repos
- l_p : longueur projetée de la paillasse.

Dans notre cas l'escalier a des marches droites, constitué de deux volées coupées par un palier intermédiaire en RDC et pour les autres étages courantes sauf que en RDC le nombre de marches est différent.

III.6.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

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

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marche (n) est égal à $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$

- **Le schéma statique**

$$H = 160 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{160}{17} = 9.41 \text{ Soit } 10$$

$$m = 10 - 1 = 9$$

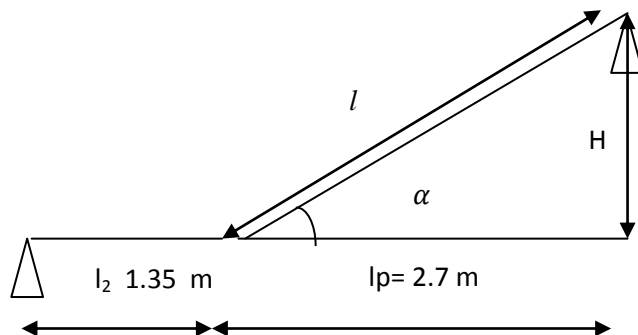


Fig.III.6.2 schéma statique d'une volée

- **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$g = \frac{l_p}{m} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \leq 32 \text{ cm}$$

Donc, on garde la valeur $g=30\text{cm}$

L'emmarchement est de 1.40 m

- **Pré dimensionnement de la pailasse et du palier**

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

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

$$l_0 = l_1 + l_2$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_p} = \frac{160}{270} = 0.59 \quad \alpha = 30.65^\circ$$

$$l = \frac{l_p}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{\cos(30.65)} = 3.14 \text{ m}$$

$$l_0 = 3.14 + 1.35 = 4.49 \text{ m}$$

$$\frac{449}{30} \leq e_p \leq \frac{449}{20}$$

$$14.96 \leq e_p \leq 22.45$$

On opte pour : $e_p = 15\text{cm}$

III.6.3 Calcul des sollicitations et des efforts internes

Le calcul se fera pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale.

a) Charges permanentes

La paillasse

Elément	Poids kN/m ²)
poids de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 30.65} = 4.35$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.15}{2} = 1.875$
Poids des revêtements (sable mortier sable enduit)	1.86
Poids propre du garde corps	0.2
Total	G₁ = 8.285

Tableau III.6.1 tableau de charge permanente de la paillasse

Et la surcharge est égale : **Q=2.5 kN**

Palier

Elément	Poids kN/m ²)
Poids propre de la dalle	25x0.15=3.75
Revêtements carrelage	22x0.02=0.44
Mortier de pose	22x0.02=0.44
Couche de sable	18x0.03=0.54
Enduit de ciment	22x0.02=0.44
Total	G₂ = 5.61

Tableau III.6.2 tableau de charge permanent du palier

Et la surcharge est égale **Q =2.5 kN**

b) Combinaison de charges

➤ Etat limite ultime : ELU

La paillasse : $q_u = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 8.285 + 1,5 \times 2,5 = 14.93 \text{ kN/ml.}$

Le palier : $q_u = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 5.61 + 1,5 \times 2,5 = 11.32 \text{ kN/ml.}$

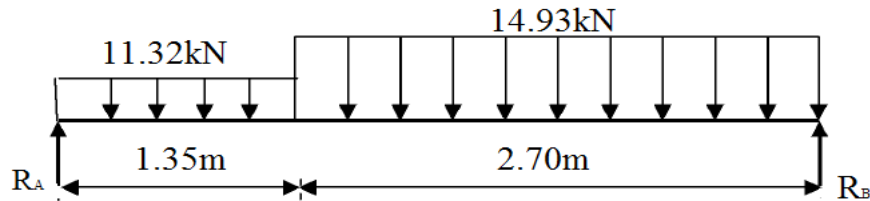
➤ Etat limite de service : ELS

La paillasse : $q_s = G + Q = 8.285 + 2,5 = 10.785 \text{ kN/ml.}$

Le palier : $q_s = G + Q = 5.61 + 2,5 = 8.11 \text{ kN/ml}$

III.6.4 Calcul à l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis



a) Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.32 \times 1.35 + 14.93 \times 2.70 = 55.59 \text{ kN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11.32 \times 1.35 \times 0.675 + 14.93 \times 2.7 \times 2.7 - R_B \times 4.05$$

$$\Rightarrow R_A = 26.17 \text{ kN.}$$

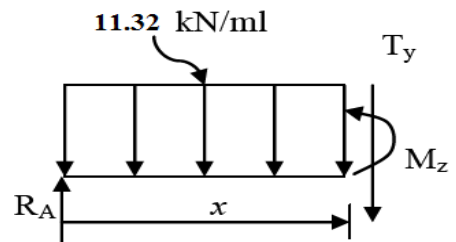
$$\Rightarrow R_B = 29.42 \text{ kN.}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$

• Effort tranchant

$$T_y = -11.32x + 26.17 \left\{ \begin{array}{l} T_y = +26.17 \text{ kN pour } x=0 \\ T_y = 10.89 \text{ kN pour } x=1.35\text{m} \end{array} \right.$$



• Moments fléchissant

$$M_z = -11.32 \frac{x^2}{2} + 26.17x \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x=0 \\ M_z = 25.01 \text{ kN.m pour } x=1.35\text{m} \end{array} \right.$$

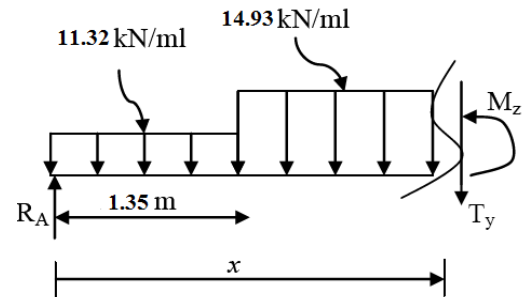
2^{ème} tronçon : $1.35\text{m} \leq x \leq 4.05\text{m}$

- Efforts tranchants

$$R_A - (11.32 \times 1.35) - 14.93(x - 1.35)$$

$$= 26.17 - 15.28 + 20.16 - 14.93x = 31.05 - 14.93x$$

$$T_y = 31.05 - 14.93x \begin{cases} T_y = 10.9 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.35\text{m} \\ T_y = -29.42 \text{ kN} & \text{pour } x = 4.05\text{m} \end{cases}$$



- Le moment fléchissant

$$M_z = 26.17x - (11.32 \times 1.35) \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.93 \left(\frac{(x - 1.35)^2}{2}\right) \begin{cases} M_z = 25.01 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.35\text{m} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 4.05\text{m} \end{cases}$$

- Moment maximum

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z^{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur $x = 2.08 \text{ m}$.

$$M_{\max} = 29 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{Aux appuis : } M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 29 = -8.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 29 = 24.65 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

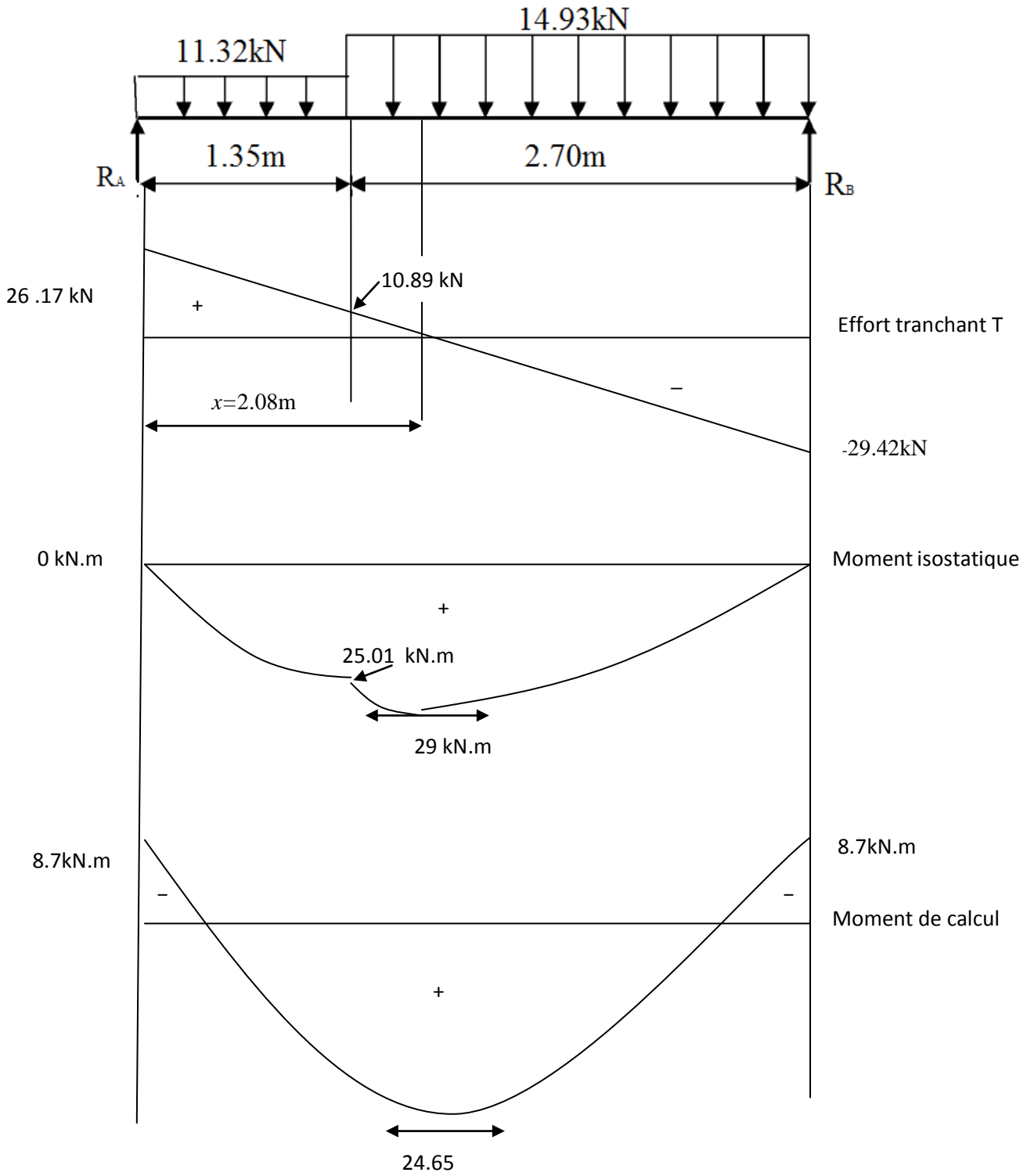


Fig.III.6.3 Diagramme des efforts internes à l'ELU

c) Calcul des armatures à l'ELU

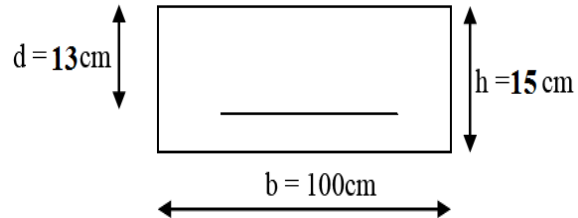
Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($ep = 15\text{cm}$)

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

$h = d + c = 15\text{ cm}$

- **Aux appuis**

$M_{ua} = -8.7\text{ kN.m}$

**Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_u = 0.036 \leq 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu_u = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.7 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.95\text{ cm}^2$$

On opte pour $4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25\text{cm}$.

- **En travée**

$M_u^t = 24.65\text{ kN.m}$

Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{24.65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.102$$

$$\mu_u = 0.102 \leq 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu_u = 0.102 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.65 \times 10^3}{0.946 \times 13 \times 348} = 5.76\text{ cm}^2$$

On opte pour $6\text{HA}12 = 6.78\text{ cm}^2$; soit $1\text{HA}12$ tous les 15 cm

Armatures de répartition

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 = 1.70\text{ cm}^2$$

On opte pour $4\text{HA}10$ ($A_r = 3.14\text{ cm}^2$), avec $St = 25\text{ cm}$

d) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{ad} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.569 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,569 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

On doit vérifier que :

Pour la fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0.133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (3.33 ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 29.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{29.42 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.226 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \text{ ba } \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.13 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 780 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 29.42 \text{ kN} \leq 780 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_a \geq \frac{V_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(29.42 + \frac{-8.7 \times 10^3}{0.9 \times 13} \right) = -2.05 \text{ cm}^2 < 0$$

Enfin on constate que l'effort tranchant T_u^{\max} n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = \pi n l_0 = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.42 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.11 < 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423 \text{ mm.}$$

$$l_s = 42.3 \text{ cm} \text{ soit } l_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers **H**

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 \qquad L_c = 18 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)**

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \}$

En travée $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

Aux appuis $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{ 4h ; 45\text{cm} \}$

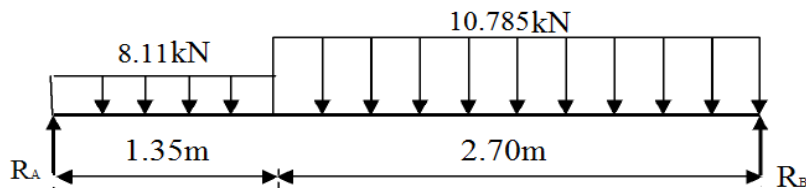
$S_t = 55\text{cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

III.6.5 Vérification l'ELS

La paillasse : $q_s = G + Q = 8.285 + 2.5 = 10.785\text{ kN/ml}$.

Le palier : $q_s = G + Q = 5.61 + 2.5 = 8.11\text{ kN/ml}$

III.6.5.1 Calcul à l'ELS



- **Calcul des réactions**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.11 \times 1.35 + 10.785 \times 2.70 = 40.07\text{ kN}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 8.11 \times 1.35 \times 0.675 + 10.785 \times 2.7 \times 2.7 - R_B \times 4.05$$

$$\Rightarrow R_A = 18.83\text{ kN}.$$

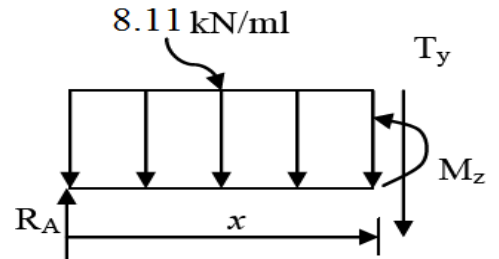
$$\Rightarrow R_B = 21.24\text{ kN}.$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$

Efforts tranchants

$$T_y = -8.11 x + 18.83 \left\{ \begin{array}{l} T_y = 18.83 \text{ kN} \quad \text{pour } x=0\text{m} \\ T_y = 7.88 \text{ kN} \quad \text{pour } x= 1.35\text{m} \end{array} \right.$$



Moment fléchissant

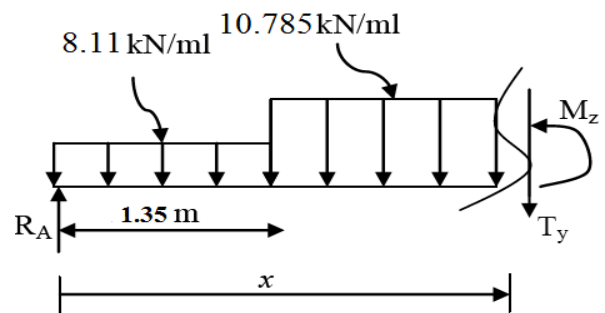
$$M_z = -8.11 \frac{x^2}{2} + 18.83 \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour } x=0 \\ M_z = 18.17 \text{ kN.m} \quad \text{pour } x=1.35\text{m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $1.35\text{m} \leq x \leq 4.05\text{m}$

Efforts tranchants

$$R_A - (8.11 \times 1.35) - 10.785(x - 1.35)$$

$$18.83 - 10.95 + 14.56 - 10.785 x = 22.44 - 10.785 x$$



$$T_y = 22.44 - 10.785 x \left\{ \begin{array}{l} T_y = 7.88 \text{ kN} \quad \text{pour } x=1.35\text{m} \\ T_y = -21.24 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 4.05\text{m} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant

$$M_z = 18.83x - (8.11 \times 1.35) \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.785 \left(\frac{x - 1.35}{2}\right)^2 \left\{ \begin{array}{l} M_z = 18.03 \text{ kN.m} \quad \text{pour } x=1.35\text{m} \\ M_z = 0 \text{ kN.m} \quad \text{pour } x=4.05\text{m} \end{array} \right.$$

- **Moment maximum**

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z^{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur $x = 2.08 \text{ m}$

$$M_{\max} = 20.88 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis : $M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 20.88 = -6.26 \text{ kN.m}$

En travées : $M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 20.88 = 17.75 \text{ kN.m}$

Diagrammes M et T :

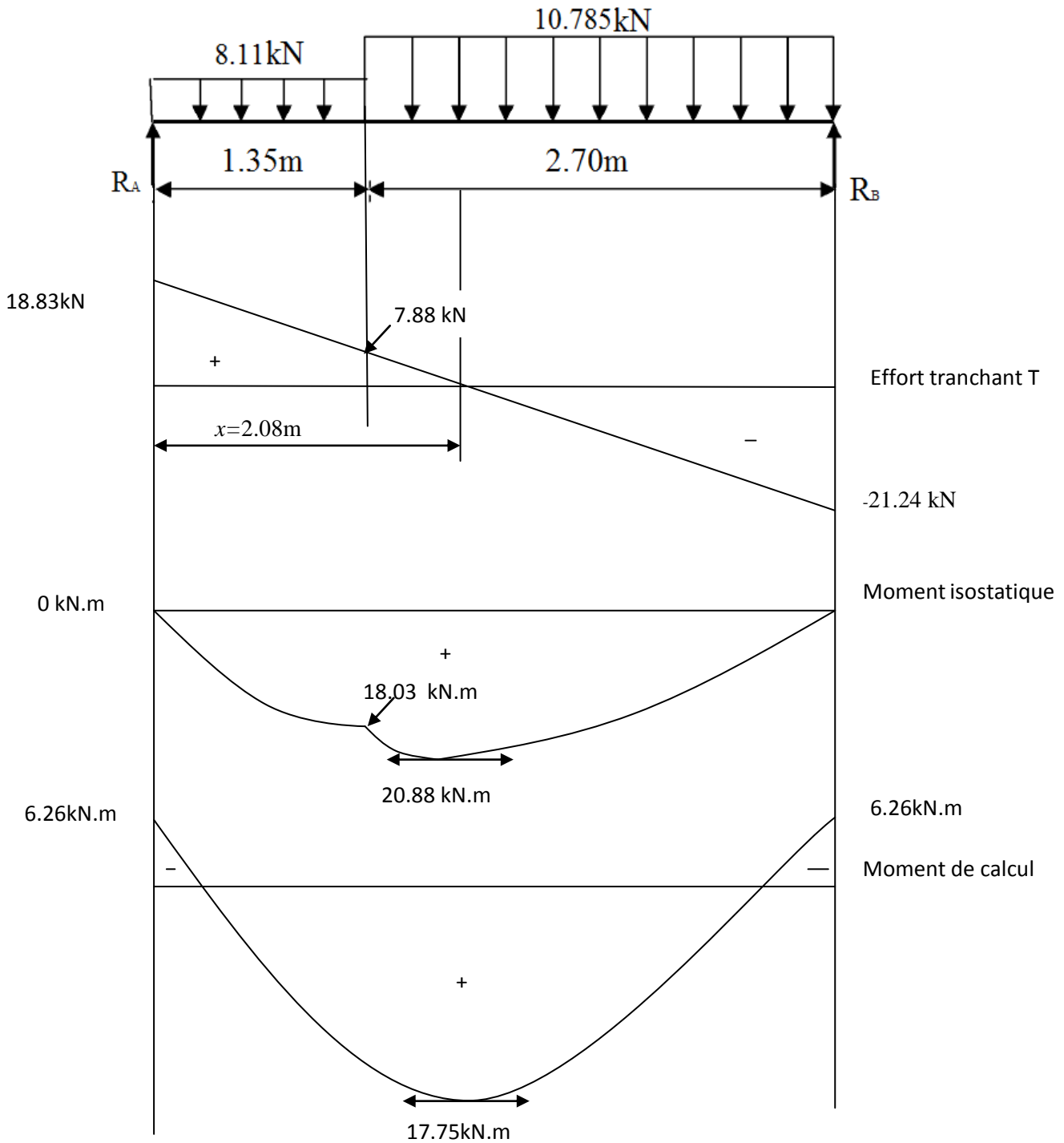


Fig.III.6.4 diagramme des efforts internes à l'ELS

III.6.5.2 Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2 / BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)**

Contrainte dans l'acier

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

➤ **En travée**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 13} \times 100 = 0.521.$$

$$\rho_1 = 0.521 \Rightarrow K_1 = 30.9775 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.89125$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{17.75 \times 10^3}{0.89125 \times 13 \times 6.78} = 225.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 225.95 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348 [\text{Mpa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{225.95}{30.9775} = 7.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.29 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 13} \times 100 = 0.154$$

$$\rho_1 = 0.154 \Rightarrow K_1 = 62.4 \quad \beta_1 = 0.9354$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.26 \times 10^3}{0.9354 \times 13 \times 2.01} = 256.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 256.12 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{256.12}{62.4} = 4.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.10 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91)**

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

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f'_e}.$$

D'où

h : hauteur totale = 15 cm

l : portée entre nus d'appuis = 4.05 m

M_t moment max en travée $M_t = 17.75 \text{ kN.m}$

M_o Valeur max du moment isostatique $M_o = 20.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$

A section des armatures

d hauteur utiles des section droite = 13 cm

a) $\frac{h}{L} = \frac{15}{405} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5q_{\max} \times l^4}{384 \times E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm.}$$

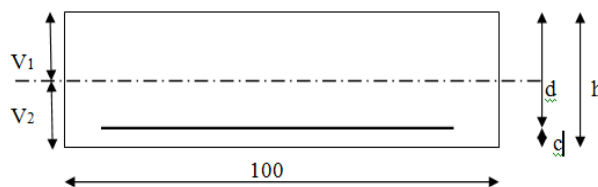
$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = 10.785 \text{ kN/ml.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

E_v : module de déformation différé

I_0 : Moment d'inertie de la section de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

• Calcul de centre de gravité



$$h = V_1 + V_2; V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec :}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 13) = 12572.1 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 6.78) = 1601.7 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{12572.1}{1601.7} = 7.85 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 7.15 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 \times (7.15 - 2)^2 = 31006.09 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10.785 \times (4.05)^4 \times 10^3}{384 \times 10818.87 \times 10^6 \times 31006.09 \times 10^{-6}} = 0.0112 \text{ cm}$$

$$f = 0.81 < \bar{f} = 0.0112 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

III.7 Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 4.00 m (entre nus d'appuis). cette poutre est portée sur travées. Elle est en partie sur des voiles (voir figure ci-dessous)

Pour simplifier l'étude, on ne prend que la partie non appuyée (entre nus d'appuis).

Pour des raisons de symétrie, on n'étudie que la partie considérée dans chaque travée

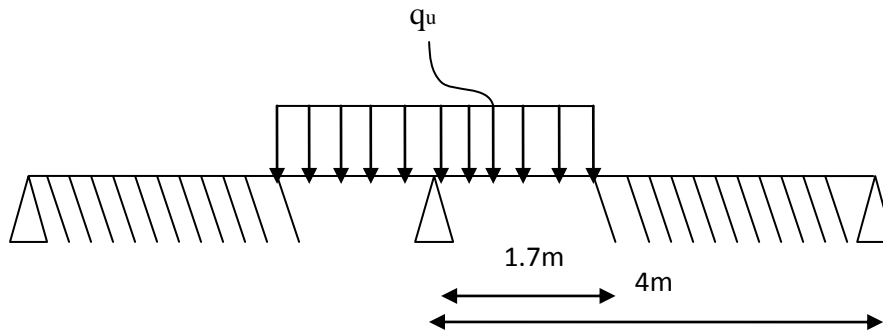


Fig.III.7.1 schéma statique de la poutre palière

III.7.1 Pré dimensionnement

- **La hauteur**

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 4.00m$$

$$\frac{170}{15} \leq h \leq \frac{170}{10} \Rightarrow 11.33cm \leq h \leq 17cm.$$

On prend $h_t = 30$ cm

- **La largeur**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm .$$

On prend : $b=25$ cm

III.7.2 Recommandations du RPA (Art 7.5.1)

$b \geq 20$ cm, $h \geq 30$ cm condition vérifiée

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 30)$ cm

III.7.3 Détermination des charges et surcharges

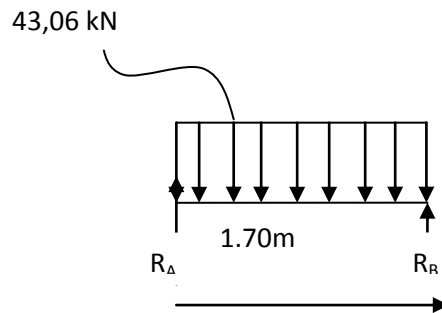
- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1,875 \text{ kN/ml}$.
- Action du palier à l'ELU : $R_u = 26.17 \text{ kN/ml}$.
- Action du palier à l'ELS : $R_s = 18.83 \text{ kN/ml}$.
- Poids propre du voile : $G_v = 25 \times 0,25 \times 1,70 = 10.63 \text{ kN/ml}$.

III.7.4 Calcul à l'ELU

- **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 12.51 + 26.17 = 43.06 \text{ kN/ml}$$



- **Réaction d'appuis**

$$\sum F = 0 \quad R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43.06 \times 1.7}{2} = 36.6 \text{ kN}$$

- **Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43.06 \times 1.70^2}{8} = 15.55 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = R_A = R_B = 36.6 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0.3M_u = -4.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ub} = 0.85M_u = 13.22 \text{ kN.m}$$

- Diagrammes des efforts internes

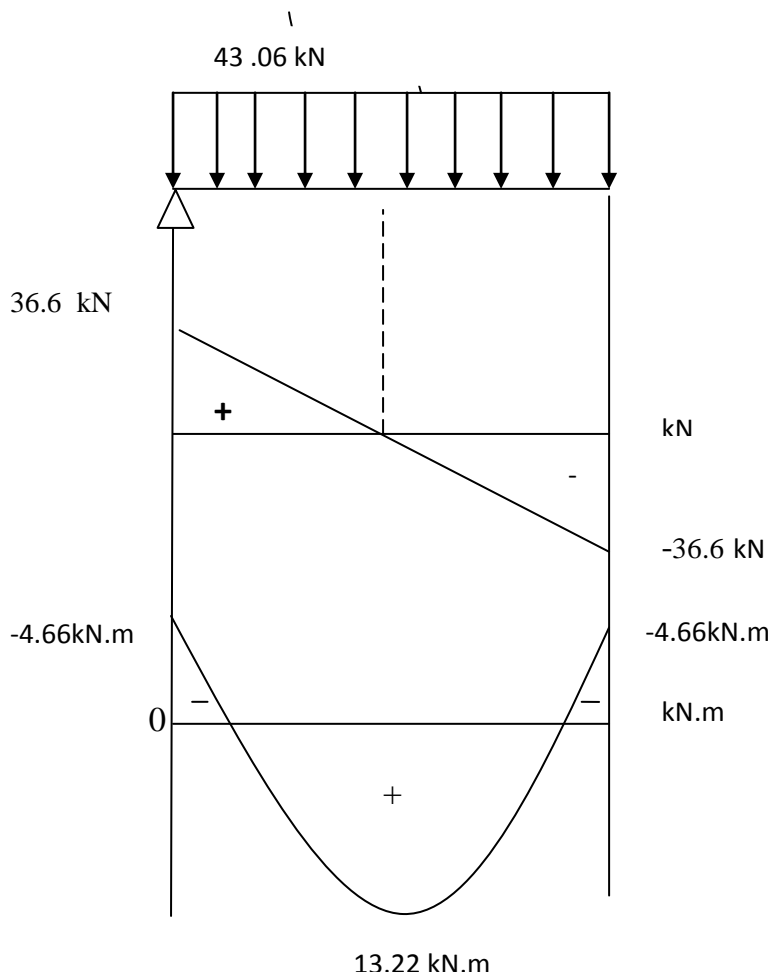


Fig.III.7.2 diagramme des efforts internes à l'ELU

- Calcul des armatures

Les armatures longitudinales

➤ En travée :

$$M_t = 13.22 \text{ kN.ml}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.22 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.9735$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.22 \times 10^3}{0.9735 \times 27 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte; $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 4.66 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.66 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.66 \times 10^3}{0.991 \times 27 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte; $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

III.7.5 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$0.815 < 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En travées

$$0.815 < 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\text{Fissuration n peu nuisible, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.6 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Influence sur le béton (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99) :

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 27 \times 25}{1.5} = 405 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 36.6 \text{ kN} < 405 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures**

$$A_a \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)}{f_e} = \frac{1.15 \times \left(36.6 \times 10^3 - \frac{4.66 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right)}{400} = 50.09 \text{ mm}^2 = 0.5009 \text{ cm}^2$$

$$0.5009 < 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{36.6 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 75.36} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales
 $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements selon RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

✓ **Dans la zone nodale**

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(7.5; 14.4) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit ; $S_t = 6 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Soit $l_s = 50 \text{ cm}$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

❖ Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

III.7.6 Calcul à l'ELS

- **Détermination des charges et des surcharges**

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ kN/ml}$

✓ Action du palier à l'ELS : $R_s = 18.83 \text{ kN/ml}$

✓ Poids propre du voile : $G_v = 25 \times 0.25 \times 1.70 = 10.63 \text{ kN/ml}$

- **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1.35G_p + R_u + G_v$$

$$q_u = 1.875 + 18.83 + 10.63 = 31.34 \text{ kN/ml}$$

- **Réaction d'appuis**

$$\sum F = 0 \quad R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31.34 \times 1.7}{2} = 26.64 \text{ kN}$$

- **Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{31.34 \times 1.70^2}{8} = 11.3 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = R_A = R_B = 26.64 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0.3M_u = -3.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_u = 9.61 \text{ kN.m}$$

- **Diagrammes des moments**

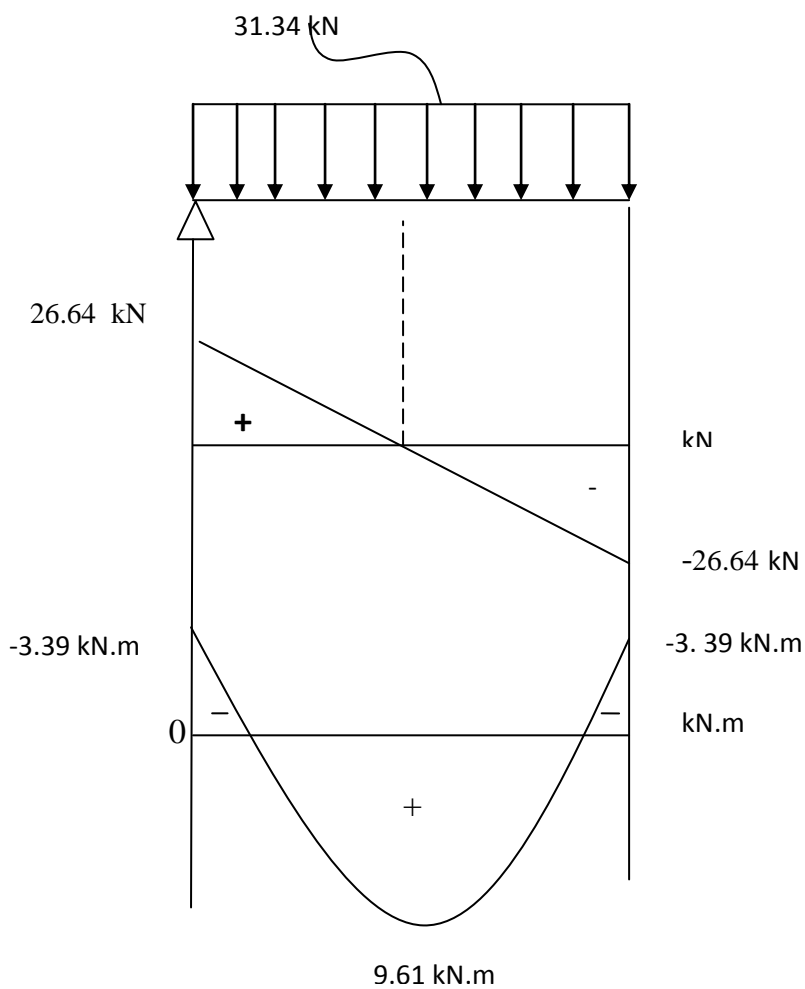


Fig.III.7.3 diagramme des efforts internes à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{25 \times 27} \times 100 = 0.233.$$

$$\rho_1 = 0.223 \Rightarrow K_1 = 51.04 \quad \beta_1 = 0.92428$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.39 \times 10^3}{0.92428 \times 27 \times 1.57} = 86.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 86,52 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{86.52}{51.04} = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée****Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{2.26}{25 \times 27} \times 100 = 0.335$$

$$\rho_1 = 0.335 \Rightarrow K_1 = 40.42 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.90977$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{9.61 \times 10^3}{0.90977 \times 27 \times 2.26} = 173.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 173.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{173.1}{40.42} = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)**

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

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{170} = 0.176 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.0105 > \frac{2.26}{25 \times 27} = 0.0033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{170} = 0.176 > \frac{9.61}{10 \times 11.3} = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

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

III.7.7 Le ferrailage

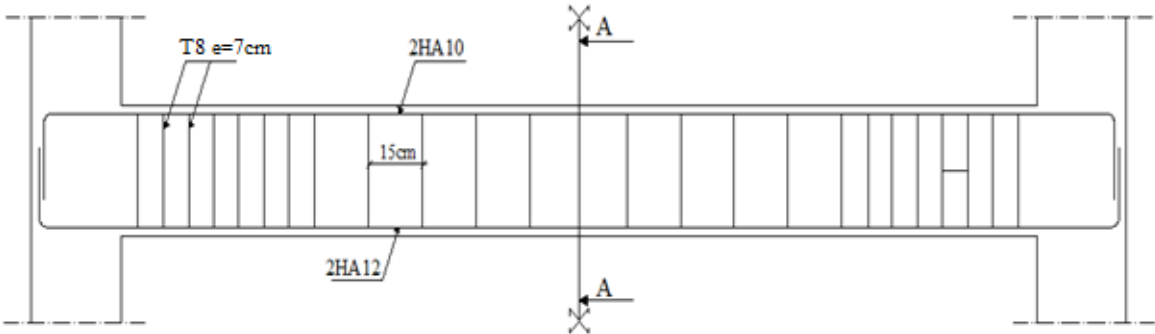


Fig.III.7.4 ferrailage de la poutre palière

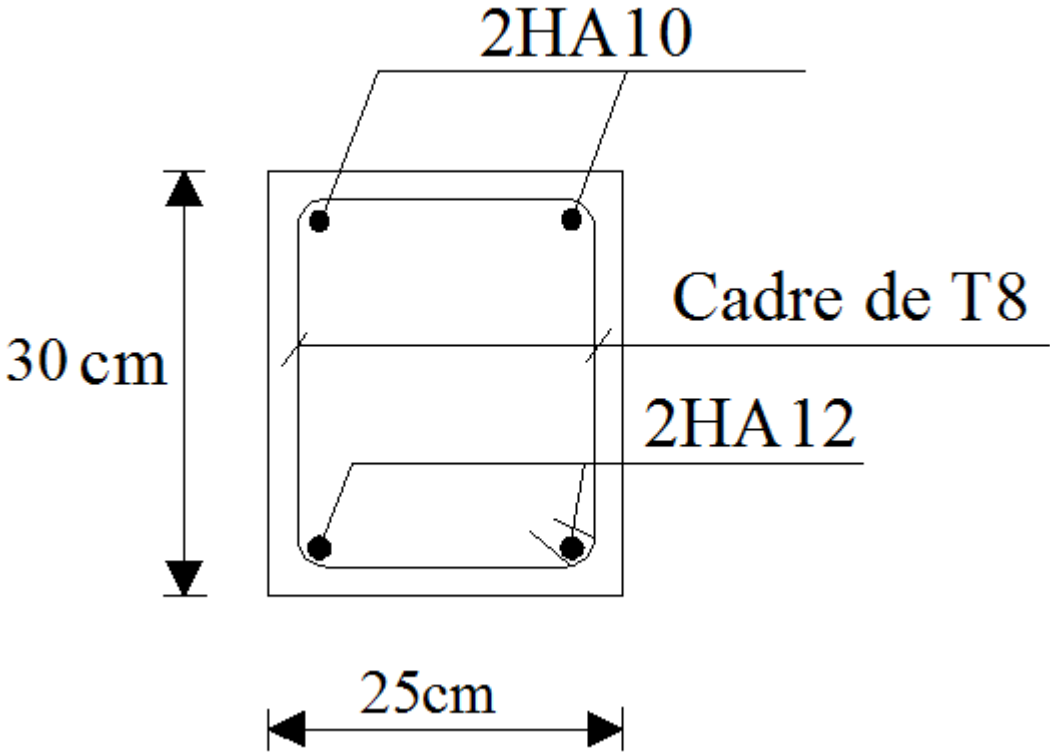


Fig.III.7.5 coupe A-A de ferrailage de la poutre palière

VI. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements de sol excitent les ouvrages par le déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS 9.1.4**).

IV.3.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés 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.

IV.3.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des

matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV.3.3.1 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.1.4*

IV.4 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

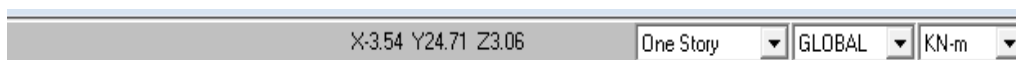
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.1 Première étape

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

a) *Choix des unités*

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

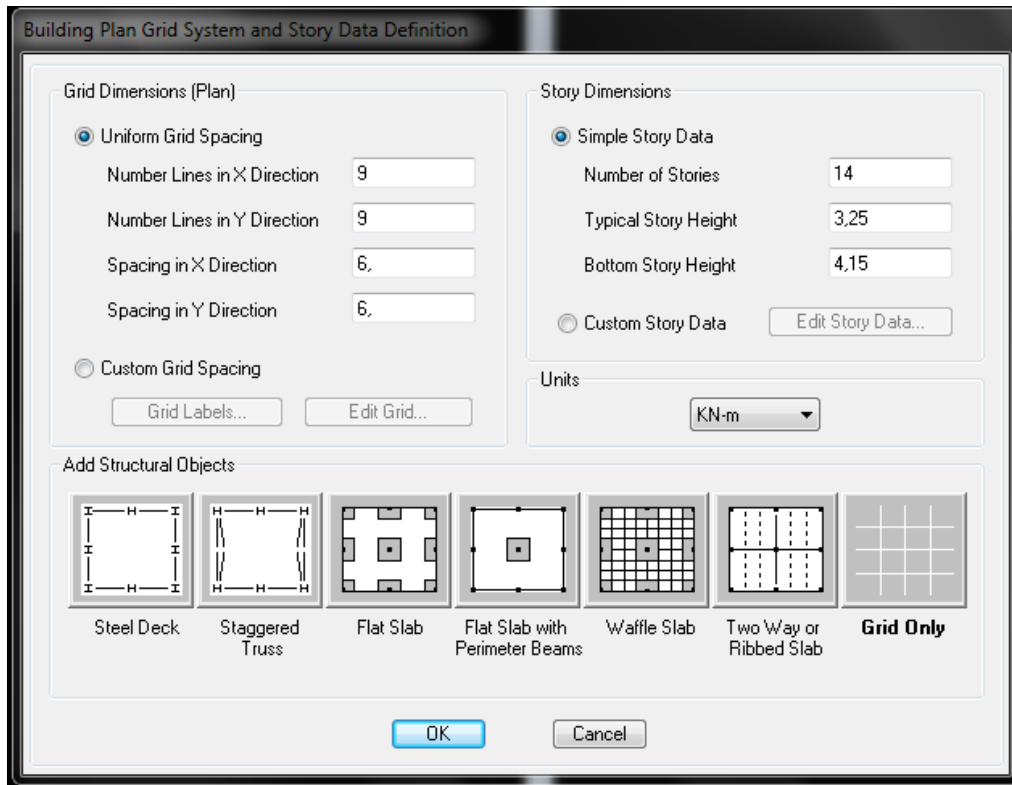


b) *Géométrie de base*

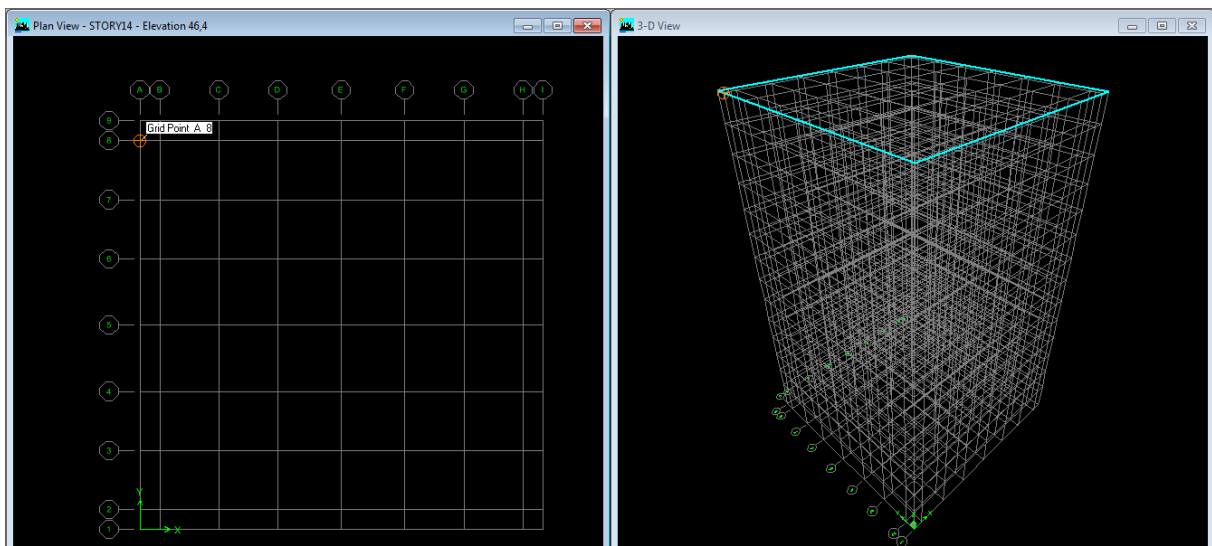
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y

- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.



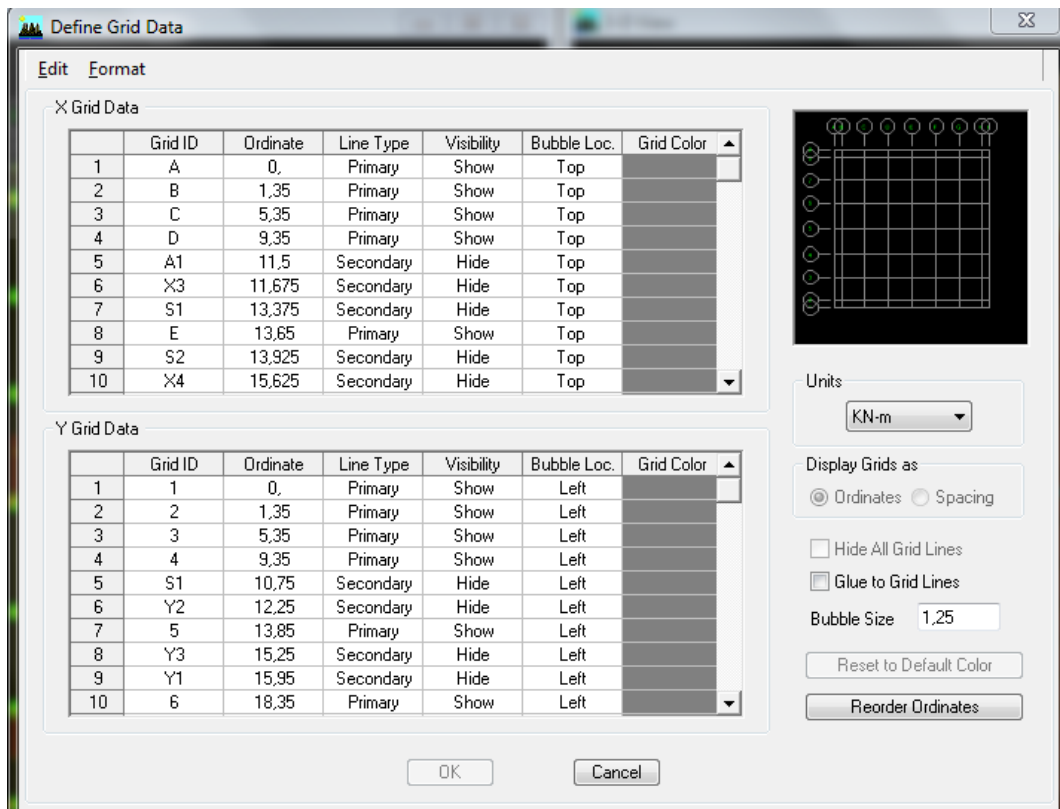
C) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit StoryData**.



Suivant x : 0, 1.35, 5.35, 9.35, 11.5, 11.675, 13.375, 13.65, 13.925, 15.625. 15.8, 17.95, 21.95, 25.95 , 27.3

Suivant y : 0, 1.35, 5.35, 9.35, 10.75 , 12.25, 13.85, 15.25, 15.95, 18.35, 22.35, 26.35, 27.7

Suivant z : 0, 3.5, 7.65, 10.9, 14.15, 17.4, 20.65, 23.9, 27.15, 30.4, 33.65, 36.9, 40.15, 43.4, 46.65

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
15	E12	3,25	46,65	Yes		No	0,
14	E11	3,25	43,4	No	E6	No	0,
13	E10	3,25	40,15	No	E6	No	0,
12	E9	3,25	36,9	No	E6	No	0,
11	E8	3,25	33,65	No	E6	No	0,
10	E7	3,25	30,4	No	E6	No	0,
9	E6	3,25	27,15	Yes		No	0,
8	E5	3,25	23,9	No	SS	No	0,
7	E4	3,25	20,65	No	SS	No	0,
6	E3	3,25	17,4	No	SS	No	0,
5	E2	3,25	14,15	No	SS	No	0,
4	E1	3,25	10,9	No	SS	No	0,
3	RDC	4,15	7,65	No	SS	No	0,
2	SS	3,5	3,5	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

IV.4.2 Deuxième étape

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

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante

Define Materials

Materials

BETON
OTHER
STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

The dialog box 'Material Property Data' is used to define the material properties for 'BETON'. It includes the following fields and options:

- Material Name:** BETON
- Display Color:** A cyan color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** Design dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

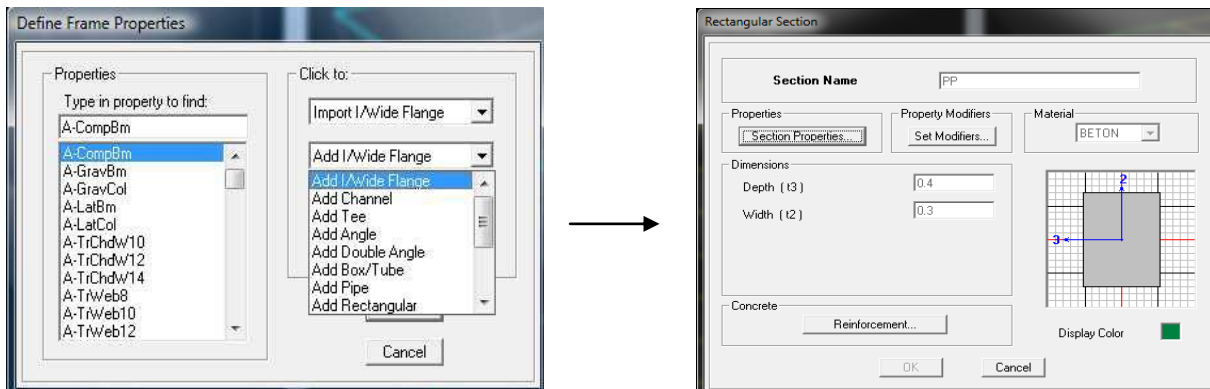
Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

IV.4.3 Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout 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.

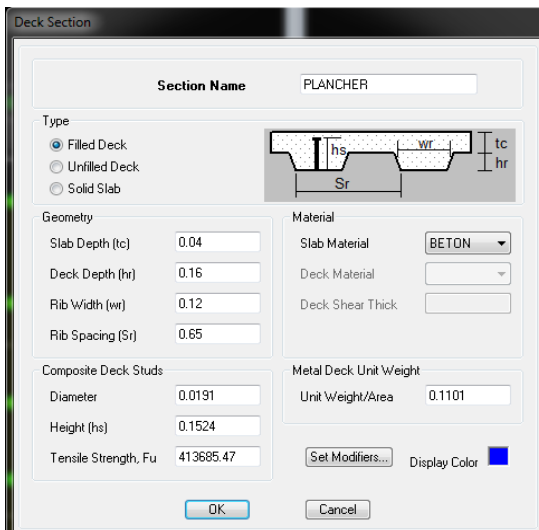
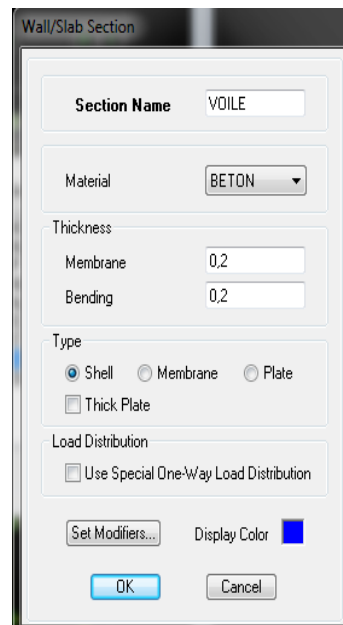
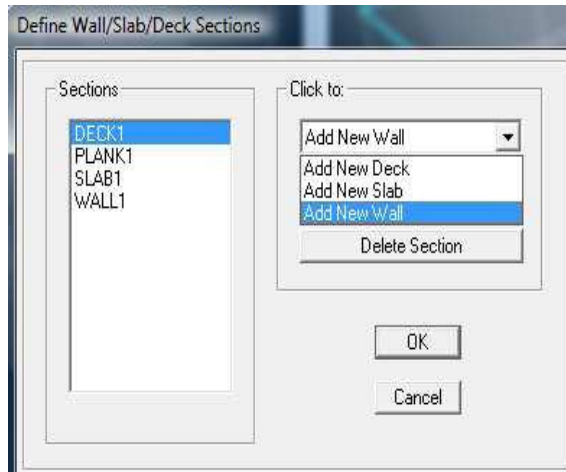
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties,

l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).


On choisit le menu **Define** et **wall/slab**.





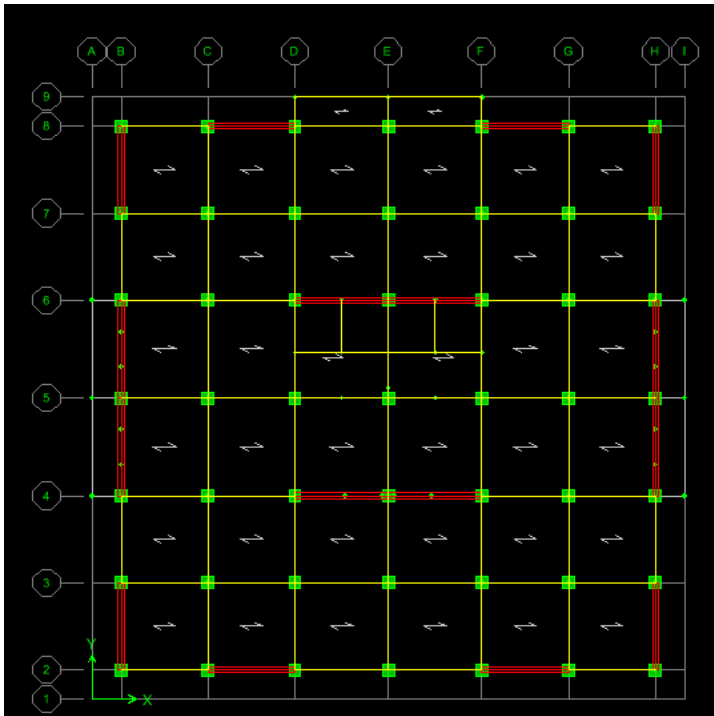
Dessin des éléments de la structure


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

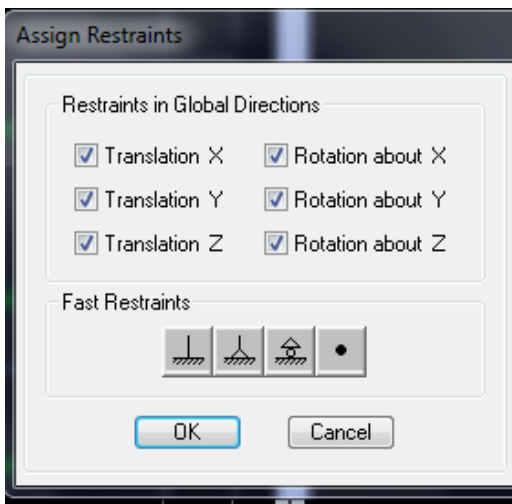
Pour les poteaux

on clique sur le bouton  une fenêtre s'affiche (*properties of object*) *None* on choisit le nom de la section (pot55 55 par exemple) on valide

Pour les poutres et les voiles: De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le  bouton pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

IV.4.4. Quatrième étape

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

1) Charges statiques (*G* et *Q*)

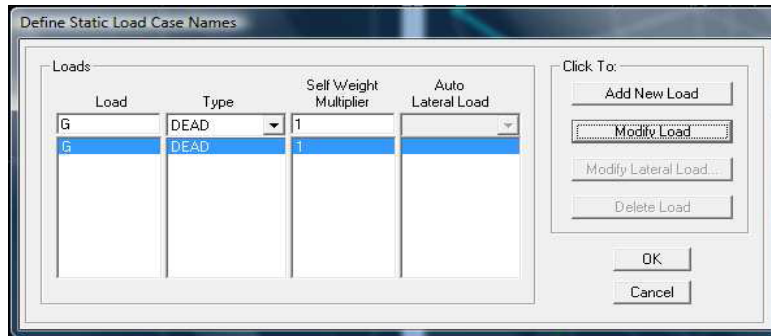
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- **Charges permanentes**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

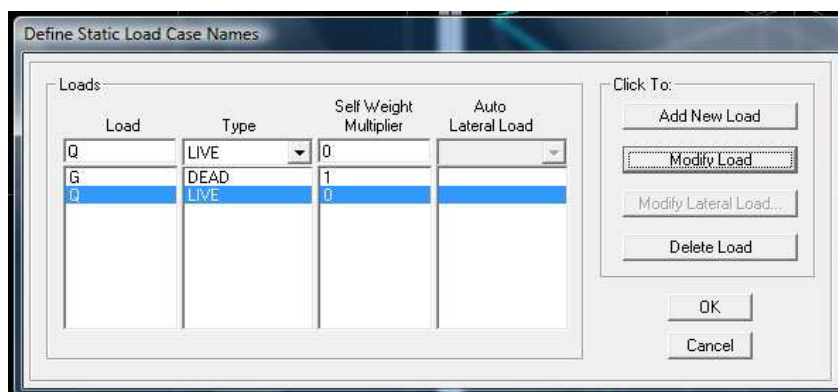


- **Surcharges d'exploitation**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



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'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Détermination des paramètres du spectre de réponse

Coefficient d'accélération A

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de TIZI-OUZOU : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0.15$

Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$. Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.(voir chapitre V)

Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

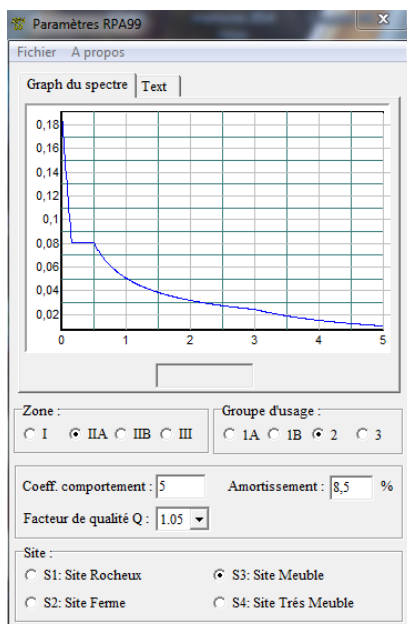
Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.
(Calculé au chapitre V et égal à 1.05).

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

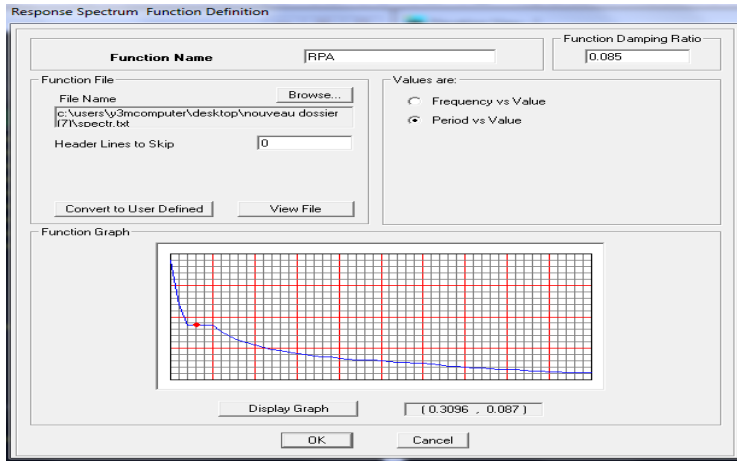


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet

Text



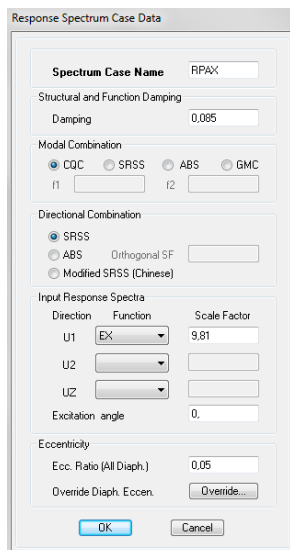
➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
 ———→ **Define Response Spectrum Functions** ———→ **Spectrum from file.**



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 cela on clique sur :

Define Responses → **spectrum cases Add New Spectrum**



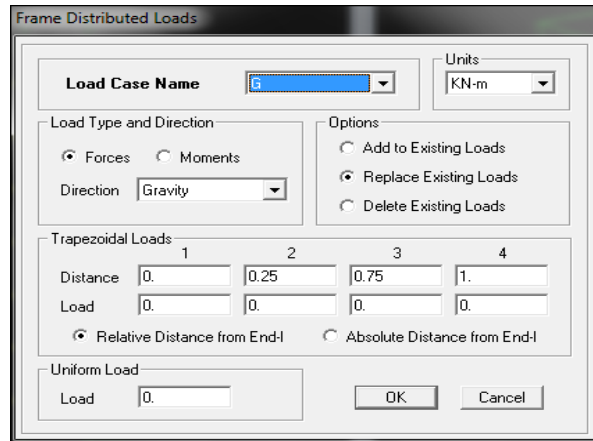
Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV.4.5. 5^{ème} étape : chargement des poutres

Les charge statiques étant définies → on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur



Assign Frame/line loads Distributed.



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

IV.4.6 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

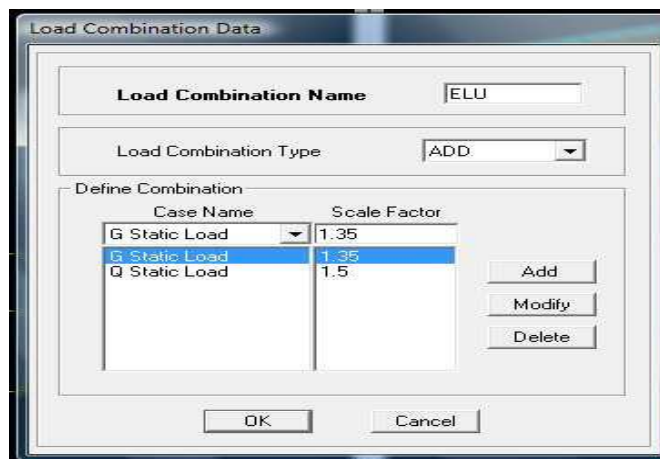
Combinaisons aux états limites

- **ELU** : $1.35G+1.5Q$.
- **ELS** : $G+Q$.

Combinaisons accidentelles du RPA

- **GQE** : $G+Q\pm E$.
- **08GE** : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define load** → **Combinations Add** → **New Combo**.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.


IV.4.7 7^{ème} étape

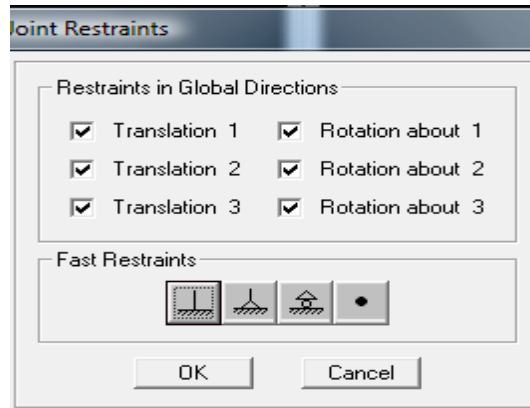
Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

• **APPUIS**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** →  **Restraints**



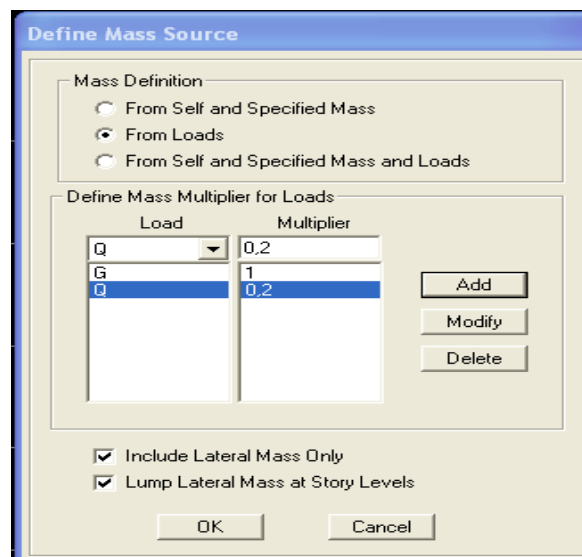
• **Mass- Source**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

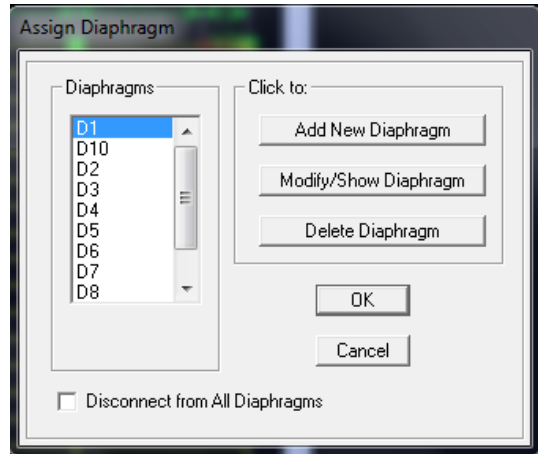


- **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/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.

IV.4.8 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

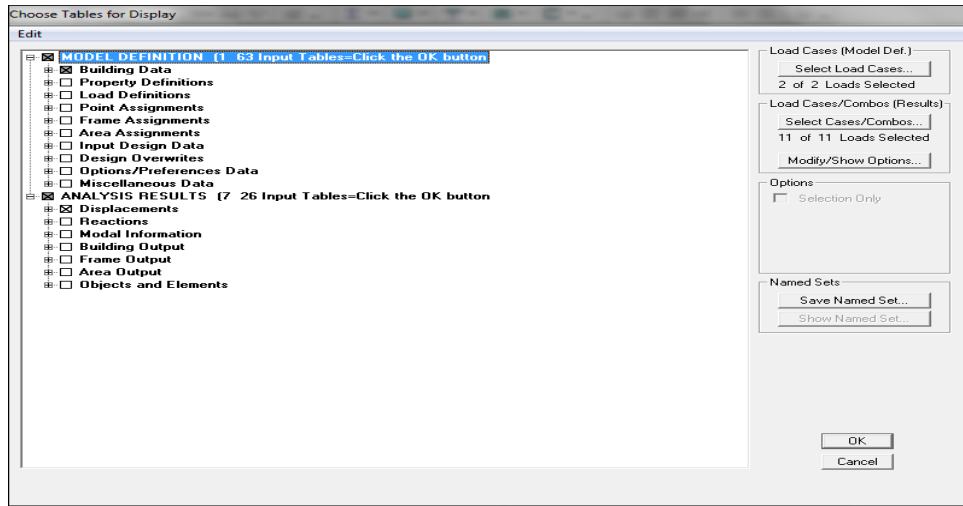
Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats

- **Période et participation modale**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **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** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **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** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy .

- **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 « **E** ».

- **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 **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

V. vérifications selon le RPA

Introduction

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

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

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période empirique de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. La flèche.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.1 Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

a.1 Système des portiques :

D'après le RPA99vs 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (6 travée) :

$$4.00/4.00=1 < 1.5$$

$$4.00/4.30=0.93 < 1.5$$

$$4.30/4.30=1 < 1.5$$

$$4.30/4=1.075 < 1.5$$

$$4.00/4.00=1 < 1.5$$

} critère observé $p_q = 0$

Sens transversal : (6 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 4.00/4.00=1 < 1.5 \\ 4.00/4.50=0.88 < 1.5 \\ 4.50/4.50=1 < 1.5 \\ 4.50/4=1.125 < 1.5 \\ 4.00/4.00=1 < 1.5 \end{array} \right\} \text{critère observé } \mathbf{pq = 0}$$

a.2 système de voiles :

chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0.67 $he/l \leq 0.67$, he : étant la hauteur d'étage soit égale à 3.25m et $l=2,3$ m (valeurs maximales)
 $4.15/2.3=1.80 \geq 0.67$Condition non vérifiée.

pq = 0.05

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

sens longitudinal : (6 files)

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.30 / 4.00 = 1.075 < 1.5 \Rightarrow \text{critère observé } \mathbf{pq = 0}$$

sens transversal: (6files)

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.50 / 4.00 = 1.125 < 1.5 \Rightarrow \text{critère observé } \mathbf{pq = 0}$$

c) Régularité en plan

c.1 Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

c.2 L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée (**cette condition est vérifiée et justifiée lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS, chapitre VI**).

c.3 La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} < 4 \quad 27.7/27.3=1.01 < 4$$

c.4 La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

c.5 la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. $S_{\text{tot}} = 645.12 \text{ m}^2$, $S_{\text{ouverture}} = 20.6 \text{ m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures = 3.1% < 15%Condition vérifiée

d) Régularité en élévation

d.1 Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

d.2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension (pas de décrochement en élévation).....**Condition vérifiée**

Donc : La structure est classée régulière en élévation

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc :

$$p_q = 0$$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

$$P_q = 0$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés

Critère q	observé	pq
condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
redondance en plan	oui	0.00
régularité en plan	oui	0.00
régularité en élévation	oui	0.00
contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau V.1 tableau de critère q

Finalement on trouve : $Q=1.05$

V.2 Vérification de la période empirique

V.2.1 Calcul de la période empirique

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 46.65^{0.75} = 0.8925s$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_T : coefficient, fonction du système de type de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

V.2.2 Calcul de la période empirique majorée

D'après le RPA99vs2003 la valeur de T calculées ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 1.16s$$

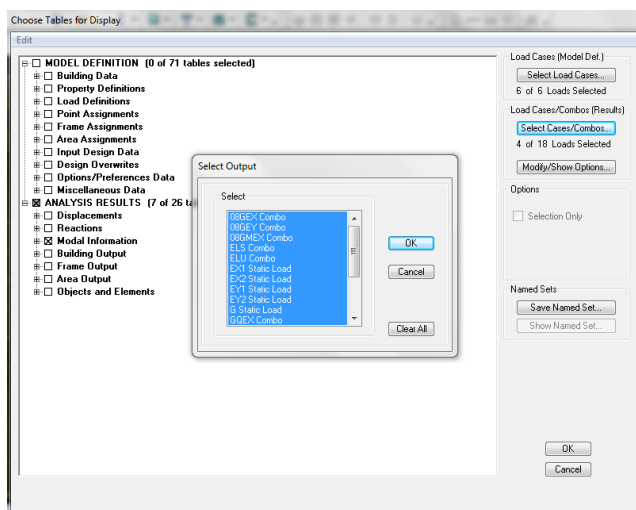
V.2.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \implies **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies **modal information**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... \implies 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite **Modal Participating Mass Ratios**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Edit View		Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,009549	65,0844	0,0000	0,0000	65,0844	0,0000	0,0000	0,0000
	2	0,941852	0,0000	65,5194	0,0000	65,0844	65,5194	0,0000	98,0381
	3	0,775635	0,0003	0,0000	0,0000	65,0847	65,5194	0,0000	0,0000
	4	0,236633	18,7750	0,0000	0,0000	83,8597	65,5194	0,0000	0,0000
	5	0,225592	0,0000	18,5471	0,0000	83,8597	84,0665	0,0000	1,5664
	6	0,182569	0,0000	0,0000	0,0000	83,8597	84,0665	0,0000	0,0000
	7	0,102245	6,9350	0,0000	0,0000	90,7947	84,0665	0,0000	0,0000
	8	0,098689	0,0000	6,8610	0,0000	90,7947	90,9275	0,0000	0,3141
	9	0,078721	0,0000	0,0000	0,0000	90,7947	90,9275	0,0000	0,0000
	10	0,060935	3,3712	0,0000	0,0000	94,1660	90,9275	0,0000	0,0000
	11	0,059157	0,0000	3,3284	0,0000	94,1660	94,2560	0,0000	0,0512
	12	0,048646	0,0003	0,0000	0,0000	94,1663	94,2560	0,0000	0,0000

- **Comparaison des résultats**

On a : la période calculée $T = 0.8925$ s

La période majorée $T_{maj} = 1.16$ s

La période ETABS $T_{etabs} = 1.0095$ s

On remarque que :

$$T < T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V.3 Vérification de l'excentricité

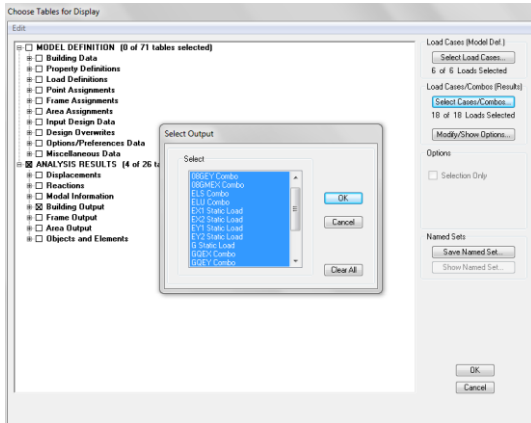
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display \implies **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies **building output**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo... ⇒ 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
E12	D1	442,4890	442,4890	13,650	13,904	442,4890	442,4890	13,650
E11	D2	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E10	D3	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E9	D4	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E8	D5	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E7	D6	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E6	D7	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E5	D8	532,7769	532,7769	13,650	13,861	532,7769	532,7769	13,650
E4	D9	540,3828	540,3828	13,650	13,861	540,3828	540,3828	13,650
E3	D10	549,0098	549,0098	13,650	13,861	549,0098	549,0098	13,650
E2	D11	557,6307	557,6307	13,650	13,861	557,6307	557,6307	13,650
E1	D12	567,2726	567,2726	13,650	13,861	567,2726	567,2726	13,650
RDC	D13	588,2671	588,2671	13,618	13,837	588,2671	588,2671	13,618
SS	D14	607,2170	607,2170	13,650	14,315	607,2170	607,2170	13,650

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
E12	13.650	13.904	13.650	13.853	0	0.051
E11	13.650	13.861	13.650	13.853	0	0.008
E10	13.650	13.861	13.650	13.853	0	0.008
E09	13.650	13.861	13.650	13.853	0	0.008
E08	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E07	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E06	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E05	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E04	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E03	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E02	13.650	13.861	13.650	13.852	0	0.009
E01	13.650	13.861	13.650	13.851	0	0.010
RDC	13.618	13.837	13.650	13.851	-0.032	-0.014
SS	13.650	14.315	13.650	13.845	0	0.470

Tableau V.2 calcul de l'excentricité

Avec :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

- **Comparaison des résultats**

Sens longitudinal

$$5\%L_x \geq e_x$$

$$0.05 \times 24.6 = 1.23 > 0.032 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal

$$5\%L_y \geq e_y$$

$$0.05 \times 25 = 1.25 > 0.47 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Justification de la régularité en plan (chapitre IV/paragraphe a2)

$$e_x = 0.032\text{m} < 15\%L_x = 3.69\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = 0.470\text{m} < 15\%L_y = 3.75\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V. 4 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour

les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (article 4.3.4 RPA99 version 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	1.009549	65.0844	0.0000	0.0000
2	0.941852	65.0844	65.5194	0.0000
3	0.775635	65.0847	65.5194	0.0000
4	0.236633	83.8597	65.5194	0.0000
5	0.225592	83.8597	84.0665	0.0000
6	0.182569	83.8597	84.0665	0.0000
7	0.102245	90.7947	84.0665	0.0000
8	0.098689	90.7947	90.9275	0.0000
9	0.078721	90.7947	90.9275	0.0000
10	0.060935	94.1660	90.9275	0.0000
11	0.059157	94.1660	94.2560	0.0000
12	0.046646	94.1663	94.2560	0.0000

Tableau V.3 valeurs des masses modales

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V. 5 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

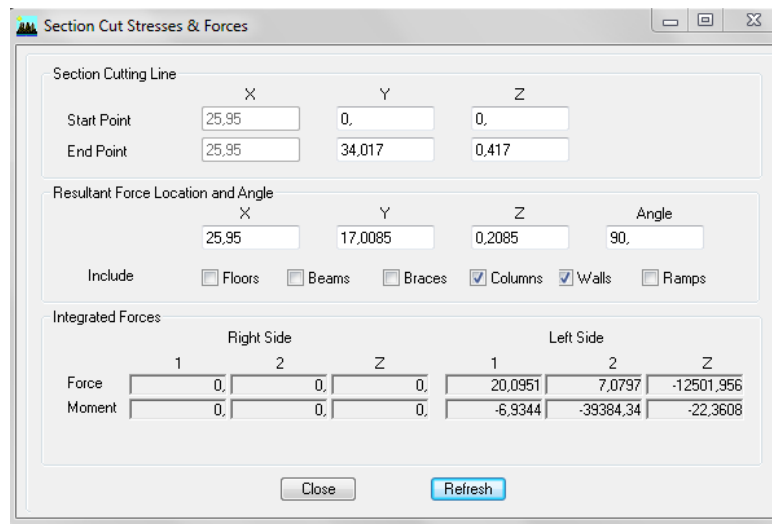
on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display \implies *show Deformed shape* \implies **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

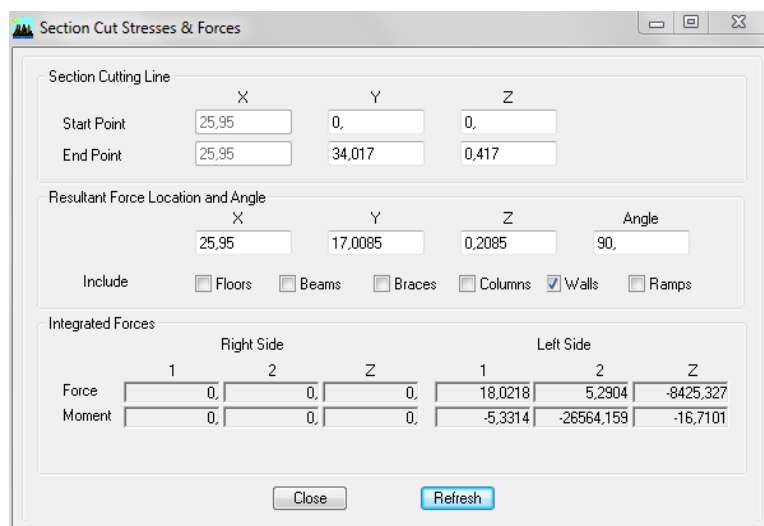
Draw \implies **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison E_x par E_y et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Récapitulatif des résultats :

F	F _{1vc}	F _{1v}	F _{1c}	F _{1v} %	F _{1c} %	F _{2vc}	F _{2v}	F _{2c}	F _{2v} %	F _{2c} %
SS	3323,0518	3037,5925	288,7051	91,4097246	8,68795064	3470,865	3134,503	337,6606	90,3089864	9,72842793
RDC	3399,0005	3160,5075	240,6365	92,9834373	7,07962532	3419,34	3134,9773	287,0761	91,6836963	8,39565823
E1	3367,5443	2911,088	359,8952	86,4454255	10,6871705	3295,1076	2796,6248	507,1942	84,8720327	15,3923411
E2	3114,4379	2693,3778	426,5992	86,4803822	13,6974701	3156,542	2639,6112	525,4166	83,6235095	16,6453226
E3	2951,7818	2572,3196	384,1133	87,1446392	13,01293	3020,6964	2494,0091	535,885	82,5640438	17,7404455
E4	2800,504	2338,7386	468,4876	83,5113465	16,7286888	2870,2882	2135,3322	748,7578	74,3943483	26,0865024
E5	2601,717	2144,0748	464,3133	82,4099931	17,8464183	2691,5131	2078,5545	622,0939	77,226245	23,1131663
E6	2413,0034	2012,9273	404,4293	83,4199944	16,7604115	2495,1604	1884,8633	618,1808	75,5407668	24,7751928
E7	2204,34	1806,7119	403,8164	81,9615803	18,3191522	2277,0171	1865,9309	417,1867	81,946284	18,3216323
E8	1984,0515	1402,5302	597,0521	70,6902114	30,0925707	2030,55	1627,0682	412,458	80,1294329	20,3126247

Tableau V.4 de vérification de contreventement

Avec :

F_{1vc} : force voile poteau

F_{1v} : force voile

F_{1c} : force poteau

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles et la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure il n'y a pas de classement alors pour des mesures de sécurité on prend la catégorie **4a** : Mixte portiques/voiles avec interaction; dont le coefficient de comportement **R=5** ce qui justifie la valeur prise en chapitre IV.

V.6 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6**) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8** V/V_t .

Après analyse, on obtient les résultats de $V_{x\ dyn}$ et $V_{y\ dyn}$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 4-1})$$

Avec

$$A = 0,15$$

$$D = ?$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$T_2=0.5$ voir le (Tableau 4-7.RPA 2003)

$T_2=0.5 < T=1.0095$ donc

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA Art 4.3})$$

$$\xi=0,085$$

$$\eta=0,82 > 0.7$$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{1.0095}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.28$$

$$Q_x=1,05$$

$$Q_y=1,05$$

$$R=5$$

$$W = 74376.54 \text{ kN} \quad (\text{poids total de la structure}).$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.28 \times 1.05}{5} 74376.54 = 2998.86 \text{ kN}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → *show tables*

ANALYSIS RESULTS → *modal Information*

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	RPAX	1	U1	2893,86	0,00	0,00	-0,002	98625,126	-40135,217
	RPAX	2	U1	0,00	0,00	0,00	0,002	0,000	-0,001
	RPAX	3	U1	0,01	0,00	0,00	0,000	0,437	14,075
	RPAX	4	U1	1334,47	0,00	0,00	-0,011	11192,213	-18504,755
	RPAX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,010	0,000	-0,018
	RPAX	6	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,030	4,378
	RPAX	7	U1	705,05	0,01	0,00	-0,031	4215,381	-9810,587
	RPAX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,025	0,000	-0,058
	RPAX	9	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,006	-1,923
	RPAX	10	U1	432,35	0,01	0,00	-0,028	1532,056	-6031,466
	RPAX	11	U1	0,00	-0,01	0,00	0,023	0,000	-0,093
	RPAX	12	U1	0,04	0,00	0,00	-0,006	0,064	-13,155
	RPAX	All	All	3324,52	0,01	0,00	0,015	99493,262	46116,414
	RPAY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,005	-0,002
	RPAY	2	U2	0,00	3074,43	0,00	-104513,757	-0,002	41965,186
	RPAY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,004	-0,121
	RPAY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,013	-0,022
	RPAY	5	U2	0,00	1318,28	0,00	-10646,689	-0,011	17991,242
	RPAY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,002	-0,275
	RPAY	7	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,033	-0,076
	RPAY	8	U2	0,00	712,70	0,00	-4237,832	-0,030	9722,587
	RPAY	9	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,001	-0,405
	RPAY	10	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,032	-0,124
	RPAY	11	U2	-0,01	430,54	0,00	-1484,418	-0,027	5870,630
	RPAY	12	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,005	-0,985
	RPAY	All	All	0,01	3479,69	0,00	105282,528	0,015	47493,216

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x \text{ dyn}} = F_1 = 3324.52 \text{ kN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = F_2 = 3479.69 \text{ kN}$$

• Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $V_x = V_y = 2998.86 \text{ kN}$

Sens longitudinal :

$$V_{x \text{ dyn}} = 3324.52 \text{ kN} \geq 80\% V_x = 2399.088 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_{y \text{ dyn}} = 3479.69 \text{ kN} \geq 80\% V_y = 2399.088 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.7 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

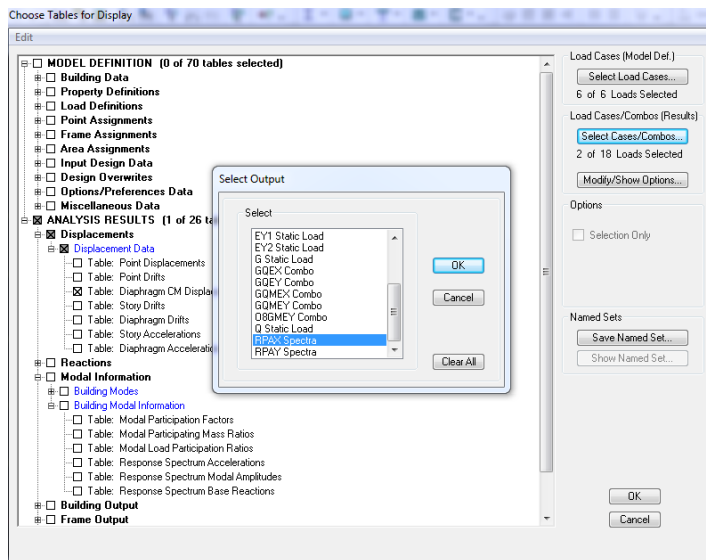
$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA 99 formule 4-19)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**.

Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

• **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Hauteur	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1%H	obs
E12	0.019	0.0174	3.25	0.0015	0.0014	0.0325	cv
E11	0.0175	0.016	3.25	0.0017	0.0015	0.0325	cv
E10	0.0158	0.0145	3.25	0.0017	0.0015	0.0325	cv
E9	0.0141	0.013	3.25	0.0017	0.0015	0.0325	cv
E8	0.0124	0.0115	3.25	0.0017	0.0016	0.0325	cv
E7	0.0107	0.0099	3.25	0.0017	0.0015	0.0325	cv
E6	0.009	0.0084	3.25	0.0016	0.0015	0.0325	cv
E5	0.0074	0.0069	3.25	0.0016	0.0015	0.0325	cv
E4	0.0058	0.0054	3.25	0.0014	0.0013	0.0325	cv
E3	0.0044	0.0041	3.25	0.0013	0.0012	0.0325	cv
E2	0.0031	0.0029	3.25	0.0012	0.0011	0.0325	cv
E1	0.0019	0.0018	3.25	0.0009	0.0008	0.0325	cv
RDC	0.001	0.001	4.15	0.0007	0.0007	0.0415	cv
SS	0.0003	0.0003	3.50	0.0003	0.0003	0.0350	cv

Tableau V.5 Déplacements relatifs

Avec :

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x = \delta_x - \delta_{x-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{y-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V.8 Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

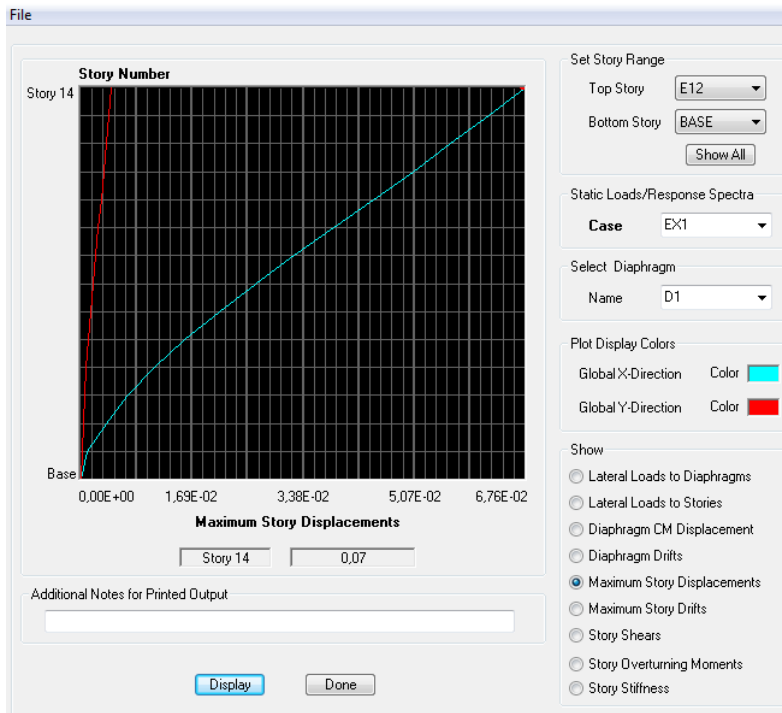
$$f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{46.65}{500} = 0.0933$$

H_t : hauteur totale de bâtiment.

V.8.1 Détermination du déplacement maximal avec ETABS

Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*..La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image

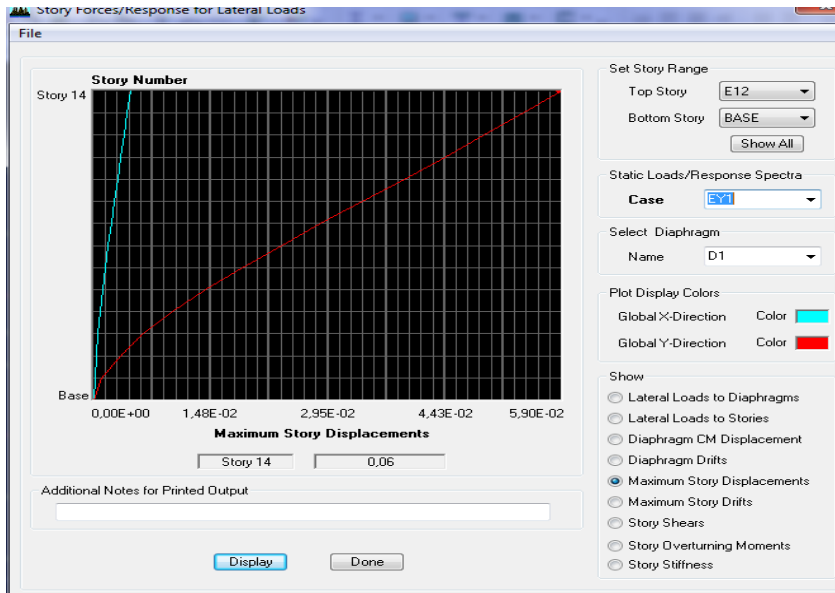


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante



Résultats trouvés

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.07 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.06 m
- ✓ Flèche admissible : 0.0933 m

Conclusion

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta = \mathbf{P}_K \Delta \mathbf{k} / \mathbf{V}_K \mathbf{h}_K \leq 0.10$

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V.6 l'effet P-Delta

Niv	Mk	g	Pk	Δk	Vkx	Hk	Vkx×Hk	θ_x	Δky	Vky	Hk2	Vky* Hk	θ_y
12	442.489	9.81	4340.817	0.0015	572.11	3.25	1859.358	0.0035	0.0014	585.99	3.25	1904.4675	0.00319099
11	532.7769	9.81	5226.541	0.0017	1055.52	3.25	3430.44	0.00259	0.0015	1090.19	3.25	3543.1175	0.00221269
10	532.7769	9.81	5226.541	0.0017	1400.79	3.25	4552.568	0.00195	0.0015	1458.13	3.25	4738.9225	0.00165434
9	532.7769	9.81	5226.541	0.0017	1685.07	3.25	5476.478	0.00162	0.0015	1764.51	3.25	5734.6575	0.00136709
8	532.7769	9.81	5226.541	0.0017	1942.38	3.25	6312.735	0.00141	0.0016	2042.44	3.25	6637.93	0.0012598
7	532.7769	9.81	5226.541	0.0017	2167.69	3.25	7044.993	0.00126	0.0015	2286.59	3.25	7431.4175	0.00105496
6	532.7769	9.81	5226.541	0.0016	2363.96	3.25	7682.87	0.00109	0.0015	2498.48	3.25	8120.06	0.00096549
5	532.7769	9.81	5226.541	0.0016	2547	3.25	8277.75	0.00101	0.0015	2692.32	3.25	8750.04	0.00089597
4	540.3828	9.81	5301.155	0.0014	2719.57	3.25	8838.603	0.00084	0.0013	2871.34	3.25	9331.855	0.00073849
3	549.0098	9.81	5385.786	0.0013	2871.45	3.25	9332.213	0.00075	0.0012	3026.76	3.25	9836.97	0.00065701
2	557.6307	9.81	5470.357	0.0012	3007.98	3.25	9775.935	0.00067	0.0011	3164.57	3.25	10284.8525	0.00058507
1	567.2726	9.81	5564.944	0.0009	3142.29	3.25	10212.44	0.00049	0.0008	3298.44	3.25	10719.93	0.0004153
RDC	588.2871	9.81	5771.096	0.0007	3270.26	4.15	13571.58	0.0003	0.0007	3425.45	4.15	14215.6175	0.00028418
SS	607.217	9.81	5956.799	0.0003	3324.52	3.5	11635.82	0.00015	0.0003	3479.69	3.50	12178.915	0.00014673

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0.10$

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI. ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple

Les résultats des efforts internes des éléments pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier(FeF400)		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	f_{bu}	γ_s	Fe(MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VI.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.1 Ferrailage des poteaux

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque deux niveaux de bâtiment. On peut alors définir les zones suivantes :

Zone 1 : le sous sol et le RDC [poteaux 55×55]

Zone 2 : premier et deuxième étage [poteaux 50×50]

Zone 3 : troisième et quatrième étage [poteaux 45×45]

Zone 4 : du cinquième au douzième étage [poteaux 40×40]

Les poteaux sont ferrailés par un calcul automatique à l'aide de logiciel SOCOTEC. (on prend le poteau (55×55) comme exemple de calcul manuel).

Les armatures seront calculées sous l'effort des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal N_{max} Moment correspondant
- Moment maximal M_{max} Effort normal correspondant
- Effort normal minimal N_{min} Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC

➤ **Combinaisons des charges**

- Combinaisons fondamentales **BAEL 91**
- 1.35G + 1,5Q..... (ELU)
 - G + Q..... (ELS)
- Combinaisons accidentelles **RPA 99 V2003**
- G+Q±E
 - 0.8G±E
 -

VI.1.1 Recommandation du RPA 99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux cm ²	Pourcentage minimal Amin=0.8% b h (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement Amax=6% b h	Zone courante Amax=4% b h
(55×55)	24.2	181.5	121
(50×50)	20	150	100
(45×45)	16.2	121.5	81
(40×40)	12.8	96	64

Tableau VI.1.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Le diamètre minimal est de 12 mm.

- En zone IIa :

La longueur minimale des recouvrements est de **40 Ø**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$l_f = 0.7 l_0$;

l_0 : c'est la hauteur du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \text{Min}(10 \varnothing l, 15 \text{ cm})$ en zone Iia

- **En zone courante :**

$S_t \leq 15 \varnothing l$ en zone IIa

Avec $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$0.3\% \quad \lambda_g \geq 5$$

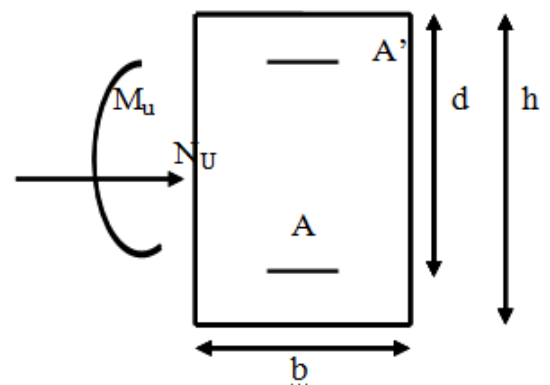
$$0.8\% \quad \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimal.

VI.1.2 Méthode de calcul d'armatures longitudinales 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 trois cas suivants :



- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$e_u > (\frac{h}{2} - c)$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limites par les armatures

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) bh^2 f_{bu}$$



Avec :

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

M_f : Moment fictif.

- **Calcul des armatures**

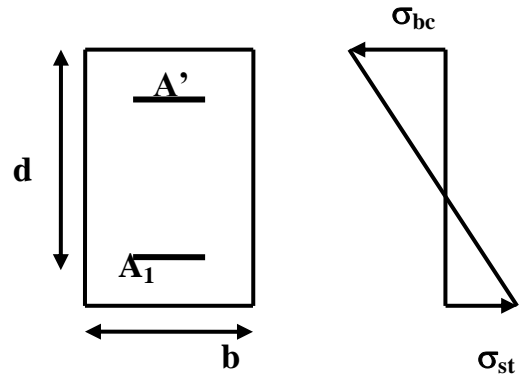
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. **(SSA)**

μ $\xrightarrow{\text{Tabeau}}$ β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➤ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

et on calcul $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$

Mr : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq (\frac{h}{2} - c) \text{ le centre de pression se trouve entre les armatures} \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si : $(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\triangleright \text{ Si } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

❖ Remarque

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

c) Section entièrement comprimée (S.E.C)

$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ le centre de pression se trouve entre les armatures

N est un effort de traction

La section d'armatures supérieure $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st} (d - c')}$ avec $a = 0.5h - c - e_u$

La section d'armatures inférieure $A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$

VI.1.3 Ferrailage des poteaux

Dans ce cas là nous avons calculé manuellement le poteau (55×55) avec les trois combinaisons :

ELU

0.8G±E

G+Q±E

▪ **Calcul manuel et avec SOCOTEC pour les poteaux [55×55] (ELU)**

a) **Calcul manuel**

$$\checkmark N_u = -2894.42 \text{ kN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = -18.677 \text{ kN.m (effort de compression)}$$

$$\checkmark e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.677}{2894.42} = 0.006 \text{ m} \leq \left(\frac{0.55}{2} - c \right) = \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) = 0.245 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve entre les armatures

On doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_u (d - c') - M_f > B = \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

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

$$M_f = 18.677 + 2894.42 \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) = 727.81 \text{ kN.m}$$

$$2894.42 (0.52 - 0.03) - 727.81 = 690.4548 \text{ kN.m} \dots\dots\dots A$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.55} \right) 0.55 \times 0.55^2 \times 14.2 \times 10^3 = 691.79 \text{ kN.m} \dots\dots\dots B$$

$A < B$ la condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée

• **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{727.81}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.344$$

$\mu = 0.344 \leq \mu_1 = 0.392 \dots\dots\dots$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0.308 \longrightarrow \beta = 0.779$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{727.81 \times 10^4}{0.779 \times 0.52 \times 348 \times 10^3} = 51.62 \text{ cm}^2$$

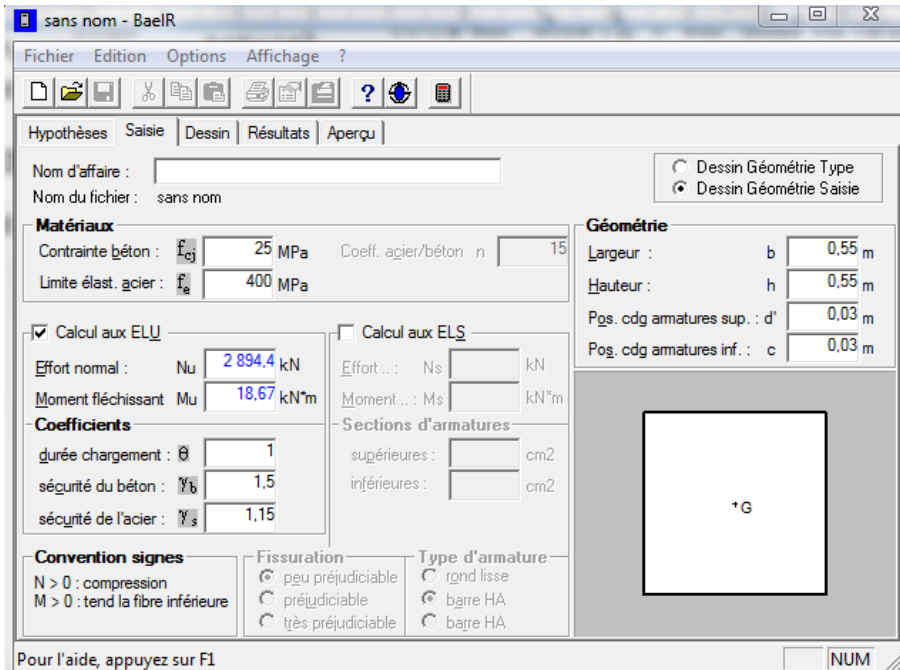
Les armatures réelles

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51.62 - \frac{2894.42 \times 10^4}{348 \times 10^3} = -31.55 \text{ cm}^2$$

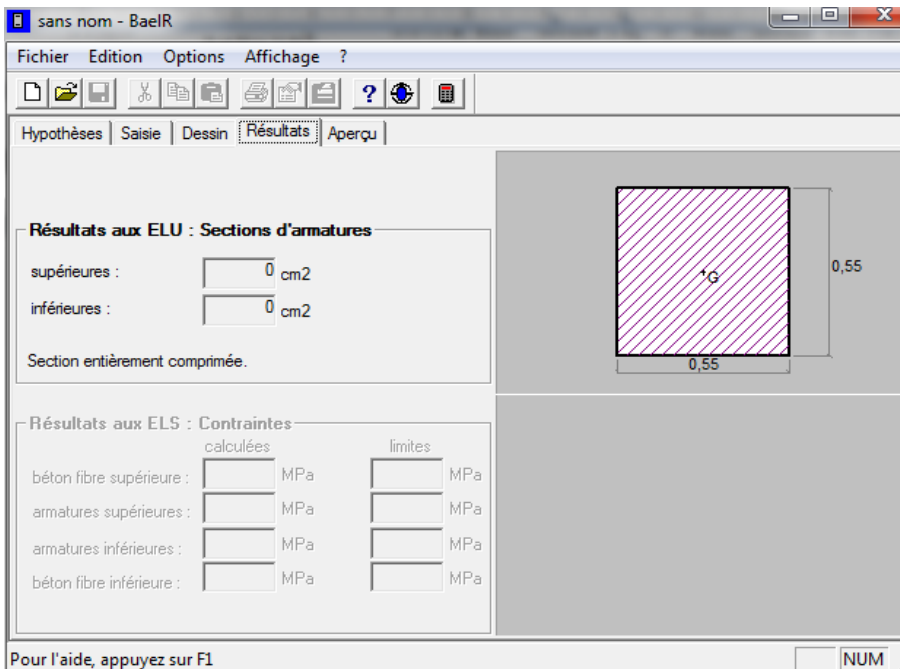
Donc $A_s = 0 \text{ cm}^2$ donc on va ferrailer avec les sections d'armatures minimales exigées par le RPA.

b) Calcul avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



▪ **Calcul manuel et avec SOCOTEC pour les poteaux [55×55] (G+Q±E)**

a) Calcul manuel

✓ $N_u = 583.02 \text{ kN}$ effort de traction $\longrightarrow M_{\text{cror}} = 13.044 \text{ kN.m}$

✓ $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.044}{583.02} = 0.0223 \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.245$

Le centre de pression se trouve entre les armatures.

La section d'armatures supérieure $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{\text{st}} (d - c')}$ avec $a = 0.5h - c - e_u$

$a = 0.5h - c - e_u = 0.5 \times 0.55 - 0.03 - 0.0223 = 0.2227$

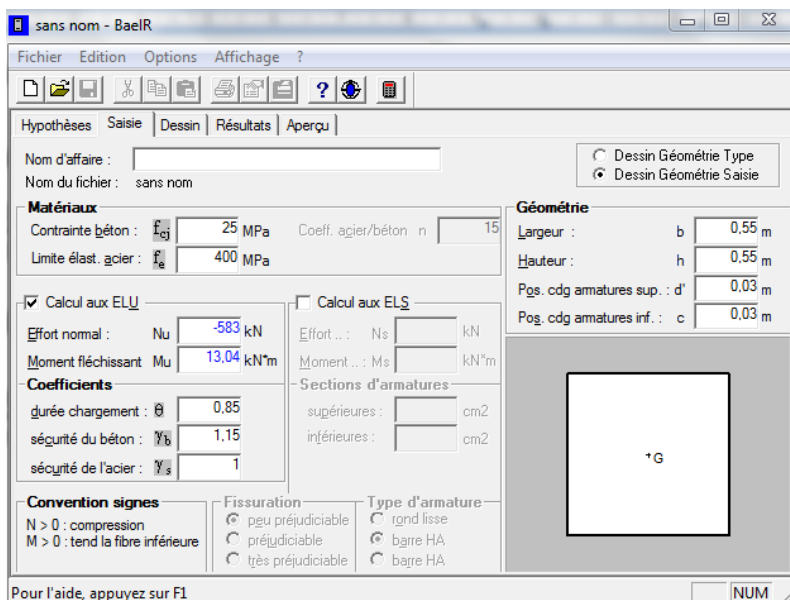
$A' = \frac{583.02 \times 0.2227}{400(0.52 - 0.03)} = 6.62 \text{ cm}^2$

La section d'armatures inférieure $A = \frac{N}{\sigma_{\text{st}}} - A'$

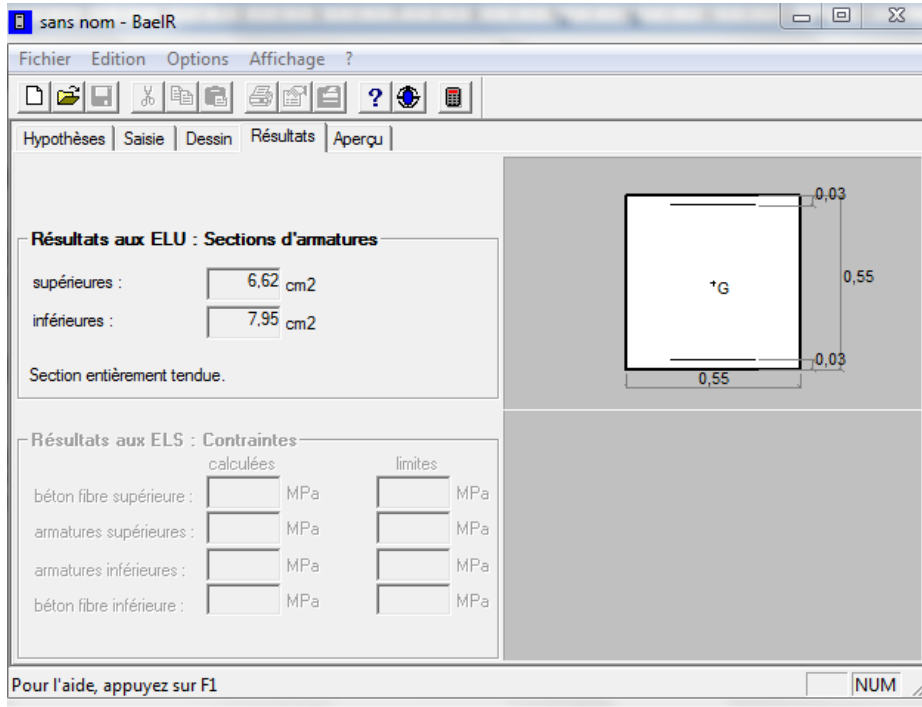
$A = \frac{583.02 \times 10^4}{400 \times 10^3} - 6.62 = 7.95 \text{ cm}^2$

Calcul avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



▪ **Calcul manuel et avec SOCOTEC pour les poteaux [55×55] (0.8 G± E)**

a) **Calcul manuel**

- ✓ $N_u = 837.71 \text{ kN}$ effort de traction $\longrightarrow M_{\text{cor}} = 10.392 \text{ kNm}$
- ✓ $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.392}{837.71} = 0.0124 \geq (\frac{h}{2} - c) = 0.245$

Le centre de pression se trouve entre les armatures.

La section d'armatures supérieure $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st} (d - c')}$ avec $a = 0.5h - c - e_u$

$$a = 0.5h - c - e_u = 0.5 \times 0.55 - 0.03 - 0.0124 = 0.2326$$

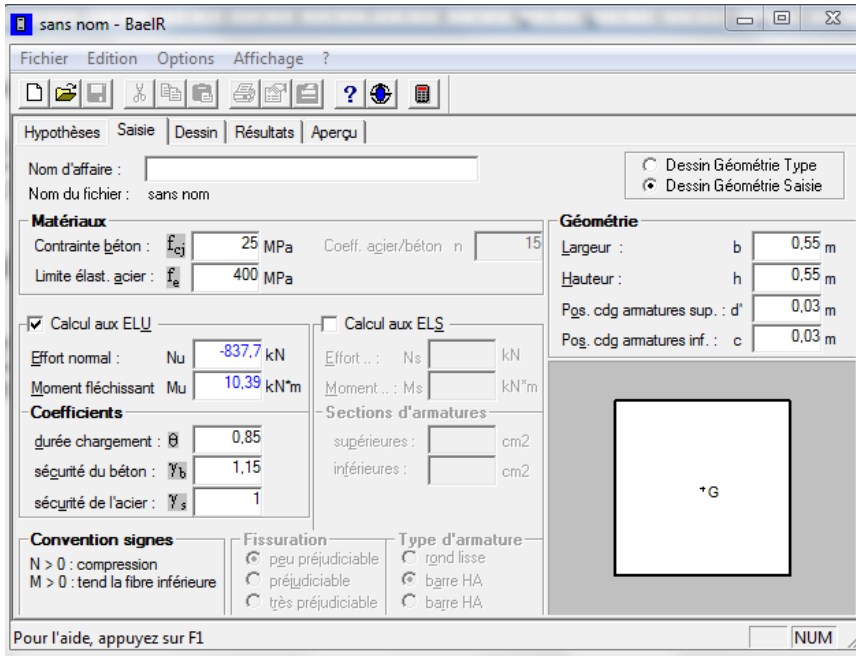
$$A' = \frac{837.71 \times 0.2326}{400(0.52 - 0.03)} = 9.94 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures inférieure $A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$

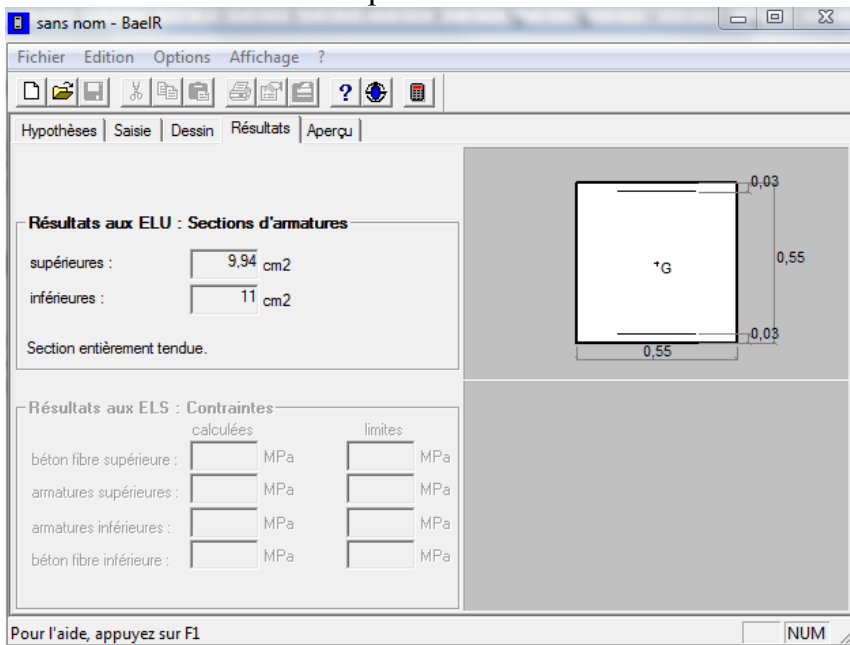
$$A = \frac{837.71 \times 10^4}{400 \times 10^3} - 9.94 = 11 \text{ cm}^2$$

b) **Calcul avec SOCOTEC**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



On remarque que les sections calculées manuellement sont les mêmes avec celles du logiciel SOCOTEC.

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le Logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

- Situation durable (1.35G+1.5Q)

Suivant x -x

zones	les efforts	(kN)	les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	2894.42	M_{cor}	18.677	0	0	SEC
	N_{min}	693.63	M_{cor}	3.559	0	0	SEC
	N_{cor}	2611.28	M_{max}	44.688	0	0	SEC
Zone2	N_{max}	2354.81	M_{cor}	41.045	0	0	SEC
	N_{min}	582.25	M_{cor}	2.969	0	0	SEC
	N_{cor}	2354.81	M_{max}	41.045	0	0	SEC
Zone3	N_{max}	1877.95	M_{cor}	27.329	0	0	SEC
	N_{min}	411.82	M_{cor}	1.607	0	0	SEC
	N_{cor}	671.511	M_{max}	36.02	0	0	SEC
Zone 4	N_{max}	1441.4	M_{cor}	23.481	0	0	SEC
	N_{min}	1.37	M_{cor}	4.649	0	0.34	SPC
	N_{cor}	48.91	M_{max}	48.13	0	3.16	SPC

Suivant y-y

Zones	Les efforts	(kN)	les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	2894.42	M_{cor}	0	0	0	SEC
	N_{min}	693.63	M_{cor}	1.971	0	0	SEC
	N_{cor}	1279.87	M_{max}	27.316	0	0	SEC
Zone2	N_{max}	2354.81	M_{cor}	0	0	0	SEC
	N_{min}	582.25	M_{cor}	4.299	0	0	SEC
	N_{cor}	1011.32	M_{max}	20.188	0	0	SEC
Zone3	N_{max}	1877.95	M_{cor}	0	0	0	SEC
	N_{min}	411.82	M_{cor}	5.177	0	0	SEC
	N_{cor}	431.71	M_{max}	15.584	0	0	SEC
Zone4	N_{max}	1441.4	M_{cor}	0	0	0	SEC
	N_{min}	1.37	M_{cor}	1.545	0	0.1	SPC
	N_{cor}	66.65	M_{max}	31.096	0	1.48	SPC

- Situation accidentelle (G+Q± E)

Suivant x-x

Zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	583.02	M_{cor}	13.044	6.62	7.95	SET
	N_{min}	-2268.66	M_{cor}	0.378	0	0	SEC
	N_{cor}	568.63	M_{max}	63.939	3.85	10.34	SET
Zone2	N_{max}	271.78	M_{cor}	-2.848	3.24	3.56	SET
	N_{min}	-1806.6	M_{cor}	18.066	0	0	SEC
	N_{cor}	266.7	M_{max}	42.263	0.93	5.74	SET
Zone3	N_{max}	88.01	M_{cor}	-0.996	1.04	1.16	SET
	N_{min}	-1443.74	M_{cor}	-2.685	0	0	SEC
	N_{cor}	-497.06	M_{max}	39.732	0	0	SEC
Zone4	N_{max}	21.24	M_{cor}	21.213	0	1.73	SPC
	N_{min}	-1108.21	M_{cor}	6.99	0	0	SEC
	N_{cor}	-92.73	M_{max}	49.362	0	2.21	SPC

suivant y-y

Les zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	583.02	M_{cor}	1.085	7.05	7.16	SET
	N_{min}	-2268.66	M_{cor}	-63.001	0	0	SEC
	N_{cor}	400.23	M_{max}	63.001	1.79	8.22	SET
Zone2	N_{max}	271.78	M_{cor}	2.608	3.25	3.55	SET
	N_{min}	-1806.6	M_{cor}	-2.685	0	0	SEC
	N_{cor}	143.55	M_{max}	42.633	0	4.18	SPC
Zone3	N_{max}	88.01	M_{cor}	2.412	0.95	1.25	SET
	N_{min}	-1443.74	M_{cor}	-2.685	0	0	SEC
	N_{cor}	-1199.87	M_{max}	35.295	0	0	SEC
Zone4	N_{max}	21.24	M_{cor}	30.172	0	2.35	SPC
	N_{min}	-1108.21	M_{cor}	-2.73	0	0	SEC
	N_{cor}	-84.79	M_{max}	43.834	0	1.92	SPC

- Situation accidentelle (0.8G ± E)

Suivant x-x

zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	837.71	M_{cor}	10.392	9.94	11	SET
	N_{min}	1982.2	M_{cor}	0.033	0	0	SEC
	N_{cor}	827.05	M_{max}	58.228	7.37	13.31	SET
Zone2	N_{max}	490.89	M_{cor}	-0.668	6.1	6.17	SET
	N_{min}	-1471.22	M_{cor}	-0.867	0	0	SEC
	N_{cor}	486.82	M_{max}	39.674	3.83	8.34	SET
Zone3	N_{max}	251.5	M_{cor}	0.574	3.11	3.18	SPC
	N_{min}	-992.48	M_{cor}	-1.891	0	0	SEC
	N_{cor}	-606.27	M_{max}	33.9	0	0	SEC
Zone4	N_{max}	98.54	M_{cor}	1.654	1.11	1.35	SET
	N_{min}	-754.43	M_{cor}	2.763	0	0	SEC
	N_{cor}	-65.76	M_{max}	39.453	0	1.86	SPC

Suivant y-y

Zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone1	N_{max}	837.71	M_{cor}	0.867	0	10.52	SET
	N_{min}	-1982.2	M_{cor}	-56.916	0	0	SEC
	N_{cor}	686.7	M_{max}	56.916	5.68	11.49	SET
Zone2	N_{max}	490.89	M_{cor}	2.293	6.01	6.27	SET
	N_{min}	-1471.22	M_{cor}	-38.283	0	0	SET
	N_{cor}	385.12	M_{max}	38.283	2.64	6.99	SET
Zone3	N_{max}	251.5	M_{cor}	2.417	2.99	3.3	SET
	N_{min}	-992.48	M_{cor}	-16.595	0	0	SEC
	N_{cor}	-794.44	M_{max}	35.295	0	0	SEC
Zone4	N_{max}	98.54	M_{cor}	1.964	1.09	1.38	SET
	N_{min}	-754.43	M_{cor}	-2.73	0	0	SEC
	N_{cor}	-60.9	M_{max}	37.704	0	1.79	SPC

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
55×55	24.2	25.12	4Ø20+4Ø16+4Ø12
50×50	20	20.6	4Ø20+4Ø16
45×45	16.2	18.71	4Ø20+4Ø14
40×40	12.8	17.08	4Ø20+4Ø12

Tableau VI.1.3 Choix des armatures longitudinales Longueur de recouvrement

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40 \varnothing_{\min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

VI.1.4 Vérification à l'ELU

✓ Armatures transversales

• Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1.3)

Le diamètre \varnothing_t des armatures transversales doit être égal au moins à : $\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{\max}$

Avec : \varnothing_L c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min [15 \varnothing_L^{\min} \text{ cm}, 40 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}] = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Selon le RPA

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \implies \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 \implies \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

l_0 (l des poteaux – e de plancher)

$$\text{Poteau de } (55 \times 55) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0.7 \times 330}{55} = 4.2$$

$$\text{Poteau de } (55 \times 55) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0.7 \times 375}{55} = 4.77$$

$$\text{Poteau de } (50 \times 50) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0.7 \times 285}{50} = 3.99$$

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0.7 \times 285}{45} = 4.43$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0.7 \times 285}{40} = 4.9$$

On remarque que $\lambda_g \geq 5$ donc $\rho_a = 2.5$

		(55×55) cm ²		(50×50) cm ²	(45×45) cm ²	(40×40) cm ²
		S-Sol	RDC			
V _u (kN)		57.72		52.36	47.38	42.86
λ_g		4.2	4.77	3.99	4.43	4.9
		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
$A_{\min}^t = 0.3\% S_t b$	Zone nodale	1.65		1.5	1.35	1.2
	Zone courante	2.475		2.25	2.025	1.8
$A_{\text{tRPA}}^{\text{calculée}}$	Zone nodale	0.655		0.654	0.658	0.669
	Zone courante	0.984		0.981	0.987	1.004
$A_{\text{adoptée}}$		2.51				
Choix		5HA8				

Tableau VI.1.4 Choix des armatures transversales

✓ **Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003 »**

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (10\phi_L^{min} ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone II}$

$$S_t \leq \min [10 \times 1.2 \text{ cm}, 15 \text{ cm}] = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante

$$S_t \leq \min [15\phi_L^{min} \text{ cm}, 40 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}] = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Délimitation de la zone nodale**

Poteaux du sous sol

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{350-40}{6}, 55, 55, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

Poteaux du RDC

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{415-40}{6}, 55, 55, 60 \right] = 62.5 \text{ cm}$$

Donc on opte pour $h' = 65 \text{ cm}$

Poteaux de premier et deuxième étage

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{325-40}{6}, 50, 50, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux de troisième et quatrième étage

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{325-40}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux des autres étages

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{325-40}{6}, 40, 40, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \text{ et } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux courants									
zone	b	d	V _u	τ _b	λ _g	ρ _b	τ _{bu}	τ̄ _u	OBS
1	55	52	57.72	0.20	4.2	0.04	1	3.33	Les deux conditions sont Vérifiées
					4.77				
2	50	47	52.36	0.23	3.99	0.04	1	3.33	
3	45	42	47.38	0.25	4.43	0.04	1	3.33	
4	40	37	42.86	0.29	4.2	0.04	1	3.33	

Tableau VI.1.5 Vérification de l'effort tranchant

VI.1.5 Vérification à l'ELS

Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- dessous :

Suivant x-x

Zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	es	A _{smin} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Zone1	N _{max}	2104.96	M _{cor}	13.746	0.006	8.497	25.12
	N _{min}	508.1	M _{cor}	2.602	0.005	8.496	25.12
	N _{cor}	1898.75	M _{max}	32.865	0.017	8.502	25.12
Zone2	N _{max}	1712.02	M _{cor}	30.11	0.017	6.987	20.6
	N _{min}	426.31	M _{cor}	2.177	0.005	6.981	20.6
	N _{cor}	490.01	M _{max}	26.075	0.053	7.004	20.6
Zone3	N _{max}	1365.16	M _{cor}	20.095	0.014	5.619	18.71
	N _{min}	301.46	M _{cor}	1.179	0.004	5.614	18.71
	N _{cor}	490.01	M _{max}	26.075	0.053	5.635	18.71
Zone4	N _{max}	1047.67	M _{cor}	17.286	0.016	4.401	14.19
	N _{min}	1.04	M _{cor}	3.297	3.170	6.645	14.19
	N _{cor}	35.78	M _{max}	34.89	0.975	4.828	14.19

Suivant y-y

Zones	Les efforts	(kN)	Les moments	(kN.m)	es	$A_{smin}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Zone1	N_{max}	2104.96	M_{cor}	0	0	8.493	25.12
	N_{min}	508.1	M_{cor}	1.447	0.002	8.495	25.12
	N_{cor}	934.22	M_{max}	19.943	0.021	8.504	25.12
Zone2	N_{max}	1712.02	M_{cor}	0	0	6.979	20.6
	N_{min}	426.31	M_{cor}	3.145	0.007	6.982	20.6
	N_{cor}	738.16	M_{max}	14.713	0.019	6.988	20.6
Zone3	N_{max}	1365.16	M_{cor}	0	0	5.612	18.71
	N_{min}	301.46	M_{cor}	3.779	0.012	5.618	18.71
	N_{cor}	563.3	M_{max}	11.341	0.020	5.621	18.71
Zone4	N_{max}	1047.67	M_{cor}	0	0	4.395	14.19
	N_{min}	1.04	M_{cor}	1.117	1.074	4.881	14.19
	N_{cor}	48.36	M_{max}	22.587	0.467	4.586	14.19

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} > A_{min}$

Etat limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

Etat limite de compression du béton

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux

Suivant x-x

SECTION (cm^2)	$N_{smax}(kN)$	$M_{scor}(kN.m)$	$A_s=A_s'(cm^2)$	$\sigma_{bs}(MPa)$	$\sigma_{bi}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	OBS
55×55	2104.96	-13.746	10.64	5.9	6.69	15	Condition vérifiée
50×50	1712.02	30.11	8.29	7.4	5.05	15	
45×45	1365.16	20.095	7.82	7.09	4.99	15	
40×40	1047.67	17.286	7.41	6.99	4.5	15	

Suivant y-y

SECTION (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	A _s =A _s '(cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
55X55	2102.96	0	10.64	6.29	6.29	15	Condition vérifiée
50X50	1712.02	0	8.29	7.65	7.65	15	
45X45	1365.16	0	7.82	6.04	6.04	15	
40X40	1047.67	0	7.41	5.75	5.75	15	

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des dalles aux poteaux. Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

VI.2.1 Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens x-x et les poutres secondaires dans le sens y-y.

	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
Poutres principales (30×40)	6	72	48
Poutre secondaire (30×35)	5.25	63	42

Tableau VI.2.1 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

b) Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 S_t \cdot b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum ($h/4$; 12ϕ)
- ✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

Avec :

ϕ c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.2 Calcul du ferrailage

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

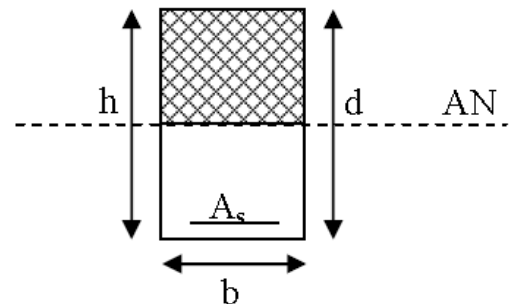
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$



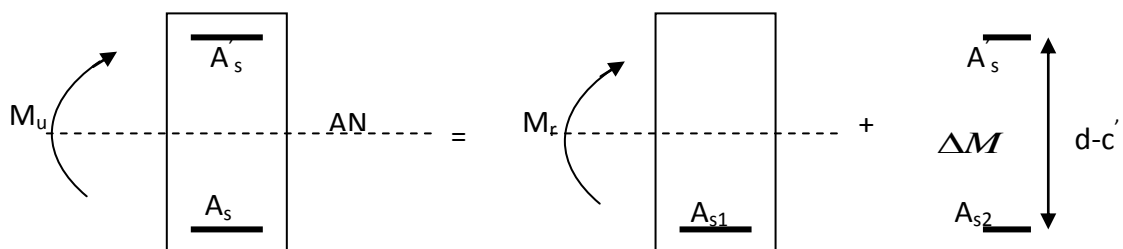
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



❖ Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

➤ Calcul des armatures longitudinales

Poutres principales (30×40) en travée

niv	Comb	M(kN.m)	μ	OBS	β	A_s	A_{min}	Ferrailage adopté	
						cm ²		choix	$A_{adopté}$
SS	ELU	35.657	0.061	Section simplement armée	0.9685	2.86	6	3HA16	6.03
	0.8GE	16.228	0.018		0.991	1.11			
	GQE	25.86	0.028		0.986	1.77			
RDC	ELU	34.913	0.06	Section simplement armée	0.969	2.80	6	3HA16	6.03
	0.8GE	24.679	0.028		0.986	1.69			
	GQE	25.801	0.028		0.986	1.77			
1	ELU	34.856	0.06	Section simplement armée	0.969	2.79	6	3HA16	6.03
	0.8GE	36.277	0.023		0.9885	2.48			
	GQE	34.309	0.022		0.989	2.34			
2	ELU	35.031	0.058	Section simplement armée	0.97	2.80	6	3HA16	6.03
	0.8GE	45.611	0.04		0.98	3.14			
	GQE	41.65	0.046		0.976	2.88			
3	ELU	35.242	0.06	Section simplement armée	0.969	2.82	6	3HA16	6.03
	0.8GE	54.579	0.061		0.9685	3.81			
	GQE	50.836	0.056		0.971	3.54			
4	ELU	36.733	0.062	Section simplement armée	0.968	2.95	6	3HA16	6.03
	0.8GE	60.182	0.067		0.9655	4.21			
	GQE	56.722	0.064		0.967	3.96			
5	ELU	38.682	0.066	Section simplement armée	0.966	3.11	6	3HA16	6.03
	0.8GE	65.3	0.073		0.9625	4.58			
	GQE	61.973	0.07		0.964	4.34			
6	ELU	39.952	0.068	Section simplement armée	0.965	3.22	6	3HA16	6.03
	0.8GE	68.46	0.076		0.96	4.82			
	GQE	65.422	0.073		0.9625	4.59			
7	ELU	41.089	0.07	Section simplement armée	0.964	3.31	6	3HA16	6.03
	0.8GE	70.048	0.078		0.959	4.94			
	GQE	67.258	0.075		0.9595	4.74			
8	ELU	42.002	0.072	Section simplement armée	0.963	3.39	6	3HA16	6.03
	0.8GE	70.36	0.078		0.959	4.96			
	GQE	67.776	0.076		0.96	4.77			
9	ELU	42.725	0.073	Section simplement armée	0.9625	3.45	6	3HA16	6.03
	0.8GE	69.714	0.078		0.959	4.91			
	GQE	67.297	0.075		0.9595	4.74			
10	ELU	43.213	0.074	Section simplement armée	0.962	3.49	6	3HA16	6.03
	0.8GE	68.472	0.076		0.96	4.82			
	GQE	66.18	0.074		0.962	4.65			
11	ELU	43.874	0.075	Section simplement armée	0.9595	3.55	6	3HA16	6.03
	0.8GE	67.033	0.075		0.9595	4.72			
	GQE	64.829	0.072		0.963	4.55			
12	ELU	46.279	0.08	Section simplement armée	0.958	3.75	6	3HA16	6.03
	0.8GE	64.544	0.072		0.96	4.54			
	GQE	63.454	0.07		0.964	4.45			

Poutres principales (30×40) aux appuis

niv	Comb	M(kN.m)	μ	OBS	β	A_s	A_{min}	Ferrailage adopté	
						cm ²		choix	$A_{adopté}$
SS	ELU	105.55	0.018	Section simplement armée	0.9	9.11	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	55.773	0.062		0.968	3.89			
	0.8GE	77.377	0.086		0.955	5.47			
RDC	GQE	88.619	0.152	Section simplement armée	0.917	7.51	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	48.726	0.054		0.972	3.39			
	0.8GE	64.942	0.072		0.963	4.56			
1	GQE	89.518	0.153	Section simplement armée	0.9165	7.59	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	62.451	0.07		0.964	4.38			
	0.8GE	69.679	0.078		0.959	4.91			
2	GQE	87.15	0.15	Section simplement armée	0.918	7.37	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	71.991	0.08		0.958	5.08			
	0.8GE	79.614	0.089		0.9535	5.64			
3	GQE	87.501	0.015	Section simplement armée	0.918	7.40	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	81.875	0.092		0.952	5.81			
	0.8GE	90.18	0.101		0.9465	6.44			
4	GQE	85.03	0.146	Section simplement armée	0.921	7.17	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	87.634	0.098		0.948	6.25			
	0.8GE	96.252	0.108		0.943	6.90			
5	GQE	84.892	0.146	Section simplement armée	0.921	7.16	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	93.699	0.104		0.945	6.70			
	0.8GE	102.91	0.115		0.9385	7.41			
6	GQE	85.937	0.147	Section simplement armée	0.9195	7.26	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	96.856	0.108		0.943	6.94			
	0.8GE	106.36	0.119		0.9365	7.67			
7	GQE	90.845	0.156	Section simplement armée	0.915	7.71	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	98.426	0.11		0.942	7.06			
	0.8GE	108.17	0.121		0.9355	7.81			
8	GQE	94.858	0.162	Section simplement armée	0.911	8.09	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	98.719	0.11		0.942	7.08			
	0.8GE	108.68	0.122		0.935	7.85			
9	GQE	97.91	0.168	Section simplement armée	0.907	8.38	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	98.05	0.11		0.942	7.03			
	0.8GE	108.17	0.121		0.9355	7.81			
10	GQE	100.52	0.172	Section simplement armée	0.905	8.63	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	96.79	0.108		0.943	6.94			
	0.8GE	107.03	0.12		0.936	7.73			
11	GQE	100.24	0.172	Section simplement armée	0.905	8.60	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	95.341	0.106		0.944	6.82			
	0.8GE	105.67	0.118		0.937	7.62			
12	GQE	100.5	0.172	Section simplement armée	0.905	8.62	6	3HA16+3HA14	10.65
	ELU	81.91	0.092		0.952	5.81			
	0.8GE	92.197	0.103		0.9455	6.59			

Poutres secondaires (30×35) en travée

niv	Comb	M(kN.m)	μ	OBS	β	A_s	A_{min}	Ferrailage adopté	
						cm ²		choix	$A_{adoptée}$
SS	ELU	4.04	0.009	Section	0.9955	0.36	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	10.011	0.014	simplement	0.993	0.79			
	GQE	10.705	0.016	armée	0.992	0.84			
RDC	ELU	14.334	0.032	Section	0.984	1.31	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	19.941	0.030	simplement	0.985	1.58			
	GQE	21.901	0.032	armée	0.984	1.74			
1	ELU	14.354	0.032	Section	0.984	1.31	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	28.367	0.042	simplement	0.979	2.26			
	GQE	31.356	0.046	armée	0.976	2.51			
2	ELU	17.841	0.040	Section	0.98	1.63	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	34.179	0.051	simplement	0.9735	2.74			
	GQE	38.122	0.057	armée	0.9705	3.07			
3	ELU	23.109	0.052	Section	0.973	2.13	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	40.24	0.060	simplement	0.969	3.24			
	GQE	45.278	0.068	armée	0.965	3.67			
4	ELU	27.87	0.064	Section	0.967	2.59	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	44.038	0.066	simplement	0.966	3.56			
	GQE	50.146	0.075	armée	0.961	4.08			
5	ELU	33.478	0.076	Section	0.96	3.13	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	47.558	0.071	simplement	0.9635	3.86			
	GQE	54.937	0.082	armée	0.957	4.48			
6	ELU	38.309	0.088	Section	0.954	3.61	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	51.125	0.076	simplement	0.96	4.16			
	GQE	59.562	0.090	armée	0.953	4.88			
7	ELU	42.328	0.097	Section	0.9485	4.01	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	53.385	0.080	simplement	0.958	4.35			
	GQE	62.707	0.094	armée	0.951	5.15			
8	ELU	45.585	0.104	Section	0.945	4.33	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	54.805	0.082	simplement	0.957	4.47			
	GQE	64.844	0.097	armée	0.9485	5.34			
9	ELU	48.114	0.110	Section	0.942	4.59	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	55.527	0.083	simplement	0.9565	4.54			
	GQE	66.117	0.098	armée	0.948	5.45			
10	ELU	49.94	0.114	Section	0.939	4.78	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	55.494	0.083	simplement	0.9565	4.53			
	GQE	66.486	0.100	armée	0.947	5.48			
11	ELU	51.082	0.117	Section	0.9375	4.89	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	56.349	0.084	simplement	0.956	4.60			
	GQE	67.545	0.100	armée	0.947	5.57			
12	ELU	49.97	0.114	Section	0.939	4.78	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	48.113	0.072	simplement	0.963	3.90			
	GQE	59.273	0.090	armée	0.953	4.86			

Poutres secondaires (30 × 35) aux appuis

niv	Comb	M(kN.m)	μ	OBS	β	A_s	A_{min}	Ferrailage adopté	
						cm ²		choix	$A_{adoptée}$
SS	ELU	9.186	0.021	Section simplement armée	0.9895	0.83	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	13.437	0.020		0.990	1.06			
	GQE	14.95	0.022		0.989	1.18			
RDC	ELU	17.375	0.040	Section simplement armée	0.980	1.59	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	23.864	0.036		0.982	1.90			
	GQE	26.642	0.040		0.980	2.12			
1	ELU	19.939	0.046	Section simplement armée	0.976	1.83	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	32.494	0.049		0.9745	2.61			
	GQE	36.300	0.054		0.972	2.92			
2	ELU	24.518	0.056	Section simplement armée	0.971	2.27	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	38.749	0.058		0.970	3.12			
	GQE	43.518	0.065		0.9665	3.52			
3	ELU	29.747	0.068	Section simplement armée	0.965	2.77	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	45.331	0.068		0.965	3.67			
	GQE	51.187	0.077		0.9595	4.17			
4	ELU	34.404	0.079	Section simplement armée	0.9585	3.22	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	49.736	0.074		0.962	4.04			
	GQE	56.619	0.085		0.9555	4.63			
5	ELU	39.891	0.091	Section simplement armée	0.9525	3.76	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	54.222	0.081		0.9575	4.42			
	GQE	62.308	0.093		0.9515	5.12			
6	ELU	44.582	0.102	Section simplement armée	0.946	4.23	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	57.737	0.086		0.955	4.72			
	GQE	66.852	0.100		0.947	5.52			
7	ELU	48.479	0.111	Section simplement armée	0.941	4.63	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	60.049	0.090		0.953	4.92			
	GQE	70.021	0.105		0.9445	5.79			
8	ELU	51.636	0.118	Section simplement armée	0.937	4.95	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	61.456	0.092		0.952	5.04			
	GQE	72.121	0.108		0.943	5.98			
9	ELU	54.087	0.124	Section simplement armée	0.934	5.20	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	62.120	0.093		0.9515	5.10			
	GQE	73.320	0.110		0.942	6.08			
10	ELU	55.859	0.128	Section simplement armée	0.931	5.39	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	62.13	0.093		0.9515	5.10			
	GQE	73.715	0.110		0.942	6.11			
11	ELU	56.978	0.131	Section simplement armée	0.9295	5.50	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	62.348	0.093		0.9515	5.12			
	GQE	74.131	0.111		0.941	6.15			
12	ELU	54.127	0.124	Section simplement armée	0.934	5.20	5.25	3HA16+3HA12	9.42
	0.8GE	56.239	0.084		0.956	4.60			
	GQE	67.573	0.101		0.9465	5.58			

VI.2.3 Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Pour les poutres principales (30×40) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité la condition est vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

- **Sens principale**

$$V_u = T_{\max} = 119.55 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{119.55 \times 10}{30 \times 37} = 1.077 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire**

$$V_u = T_{\max} = 34.62 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{34.62 \times 10}{30 \times 32} = 0.36 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

Influence sur les armatures (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1, 32)

a) Influence sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui $V_u - \frac{M_u}{0.9d} \geq 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{M_u}{0.9d}$ d'où :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

• **Sens principale**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 119.55 - \frac{88.619}{0.9 \times 0.37} = -146.57 < 0$$

• **Sens secondaire**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 34.62 - \frac{56.978}{0.9 \times 0.32} = -163.22 < 0$$

On remarque que la condition $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

b) Influence sur le béton

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

• **Sens principale**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 666 \text{ kN}.$$

$$V_u = 119.55 \leq 666 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 576 \text{KN.}$$

$$V_u = 34.62 \leq 576 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} ;$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

- **Sens principale**

Nous avons choisit la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{119.55 \times 10}{0.9 \times 37 \times 28.26} = 1.27 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 1.27 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

- **Sens secondaire**

Nous avons (3HA16 3HA12)

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.2) = 26.38 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{34.62 \times 10}{0.9 \times 32 \times 26.38} = 0.456 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 0.456 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres pour les deux sens

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

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

Avec $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84$ la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\emptyset 16$, $\emptyset 14$ et $\emptyset 12$) ; donc leurs longueurs descellements sont respectivement $l_s = 56.44$ cm ; $l_s = 49.29$ cm ; $l_s = 42.33$ cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_c = 16.9$ cm

Pour les HA14 : $l_c = 19.72$ cm

Pour les HA16 : $l_c = 22.54$ cm

VI.2.4 Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\}$$

Avec ϕ_l le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

- **Sens principal**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 11.4, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Sens secondaire**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements

- Selon le RPA 2003(Art 7.5.2.2)

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$

✓ Poutres principales (30 40): $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1.2\right) = 10cm$

✓ Poutres secondaire (30 35): $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75 cm$

On prend $S_t = 8 cm$ pour les deux sens.

Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2}.$$

✓ Poutres principales (30× 40): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 cm$

✓ Poutres secondaire (30 ×35): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 cm$

On prend $S_t = 15 cm$

- (BAEL91/A.5.1.22) :

✓ Poutre principale $S_t \leq \min \{0.9d; 40cm\} = \min \{33.3cm; 40cm\}$

✓ Poutre secondaire $S_t \leq \min \{0.9d; 40cm\} = \min \{28.8cm; 40cm\}$

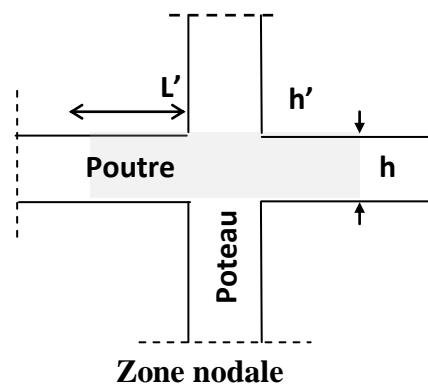
On prend $S_t = 15 cm$.

- **Délimitation de la zone nodale**

$L' = 2 \times h$ avec h : hauteur de la poutre

✓ Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 cm$

✓ Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 cm$



- **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est donnée par

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

✓ Poutre principale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$

✓ Poutre secondaire : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

NB : Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

VI.2.5 Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M_{\max}	A_s	ρ_1	K	β_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutres principales	travées	34.114	6.03	0.543	30.074	0.8440	181.16	6.02	15	conditions vérifiées
	appuis	77.331	10.65	0.959	21.27	0.8368	234.52	11.02	15	
Poutres secondaires	travées	36.965	6.03	0.628	27.908	0.8834	216.68	7.77	15	
	appuis	41.381	9.42	0.981	21.052	0.8613	159.38	7.57	15	

- **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

✓ **Poutres principales :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.50$ m

$$f = 6.176 \times 10^{-4} \text{ m} < f = \frac{l}{500} = \frac{4.5}{500} = 0.009 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :** La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 4.30$ m

$$f = 3.375 \times 10^{-4} \text{ m} < f = \frac{l}{500} = \frac{4.3}{500} = 0.0086 \text{ m} \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

➤ **Disposition des armatures**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.3 ferrailage des voiles

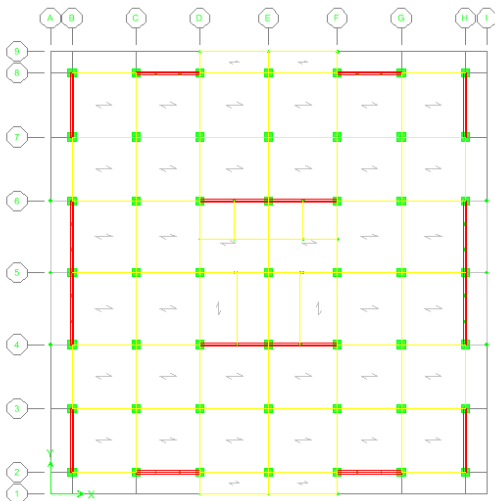
Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre principalement les forces horizontales dues au vent ou au séisme, Le ferrailage des voiles 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 qu'à l'action des sollicitations dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles dans notre structure sont déposés d'une façon symétrique comme le montre la figure ci-dessous :



Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : sous-sol et RDC.

Zone II : Etage 1 et 2

Zone III : Etage 3 et 4

Zone IV : Etage 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 et 12.

Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (pas de torsion). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Les combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.3.1 Ferrailage des voiles

a) Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

Lt : longueur tendue.

Lc : la longueur de la zone comprimée ;

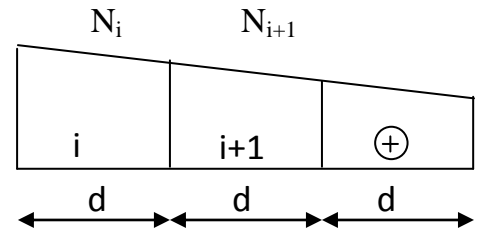
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- Section entièrement comprimée

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

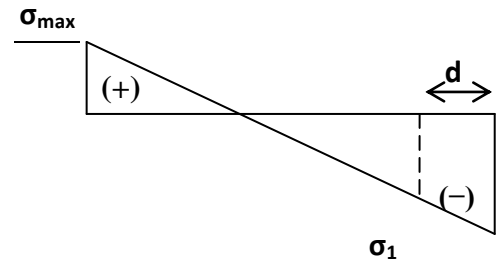


Avec :

e : épaisseur du voile

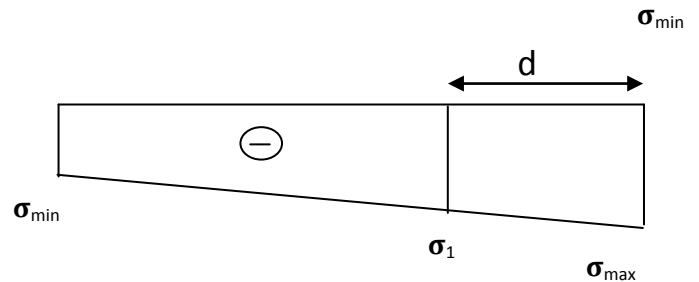
- Section partiellement comprimée

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$



- Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ Calcul des sections d'armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures minimales**

- Pour une section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0.2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

- Pour une section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø

D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

A_v : section d'armature vertical

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \\ V = 1.4 T \end{cases}$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures de Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

Disposition constructives

• **Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

- ✓ $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

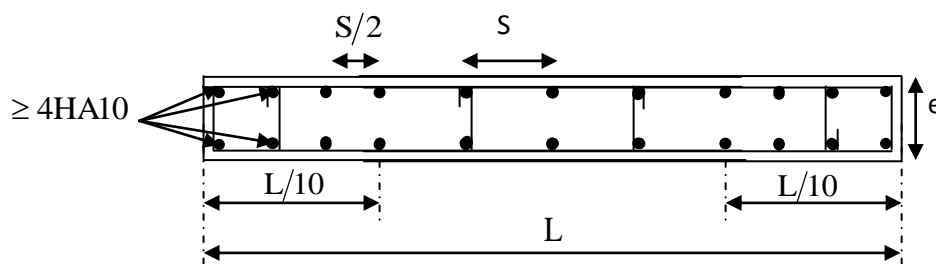


Fig.VI.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.2 Vérifications à l'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 vs2003 (Art 7.7.2)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 2.5MPa \quad ;$$

VI.3 Exemple de calcul

Soit a calculer le ferrailage d'un voile longitudinal VL1= 3.45 m sur la zone I, SPC.

- **Caractéristiques géométriques**

$$L = 3.45 \text{ m, } e = 0.25 \text{ m ; } B = 0.8625 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 76.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5791.06 \text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

- **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Avec :

$$L_c = 0.04 \text{ m}, L_t = L - L_c = 3.41 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$\text{On prend } d = \frac{l_t}{2} = 1.705 \text{ m}$$

➤ **Armatures verticales**

1^{ère} bande :

$$N_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

$$\sigma_1 = 2894.53 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d.e = 1848.67 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 46.22 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d.e = 616.222 \text{ kN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 15.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de couture**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 351.51}{40}$$

$$A_{vj} = 13.53 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales selon la réglementation

$$A_{\min} = \max \left(0.005 B; 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 22.35 \text{ cm}^2$$

On a $A_{V2} = 15.41 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 22.35 \text{ cm}^2$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$A_{V1} = 49.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 22.35 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec $A_{V1} \longrightarrow A_{V1} = 49.60 \text{ cm}^2$

$A_{V1} = 49.60 \text{ cm}^2$ /bande soit : 13HA16 avec un espacement $st = 10 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour toute la surface de la première bande du voile est :

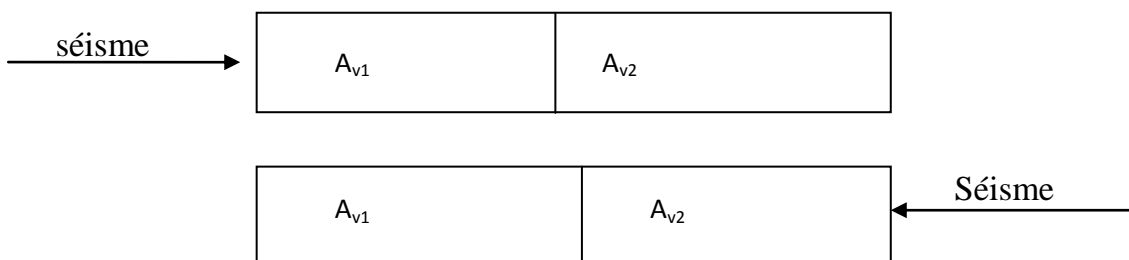
$$A_{V \text{ adoptée}} = 52.26 \text{ cm}^2$$

$A_{V2} = 22.35 \text{ cm}^2$ /bande soit : 6HA16 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Le ferrailage adopter pour toute la surface de la deuxième bande du voile est :

$$A_{V \text{ adoptée}} = 24.12 \text{ cm}^2$$

Si le séisme frappe du sens précisé sur le schéma 01, la force sismique est prise par la bande 1 du voile donc y a pas de risque vue que $A_{V1} > A_{V2}$, mais dans le cas contraire (schéma 02) cette force est prise par la bande 2 et comme $A_{V2} < A_{V1}$ donc la bande 2 est moins rigide



Le faite qu'on ignore le sens dont le séisme peut frapper et par de mesure de sécurité on adopte le ferrailage de la première bande pour les deux bandes

$$A_{V1} = A_{V2} = A_{V \text{ adoptée}} = 52.26 \text{ cm}^2 \quad 13\text{HA}16 \text{ /nappe} \quad \text{avec un espacement } st = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 13.07 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 2.64 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq 0.15\% \times B = 0.0015 \times 8625 = 12.94 \text{ cm}^2$$

Soit : 17HA10 = 13.26 cm²

Avec (B): section du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Armature transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression (Article 7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré.

✓ **Vérification des contraintes**

• **Selon le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{351.51 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3450} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

• **Selon RPA 2003** $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 351.51 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3450} = 0.63 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4394.9 \times 10^3}{0.8625 \times 10^6 + 15 \times 76.38 \times 10^2} = 4.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :
Ferrailage des voiles (VL1 ; VL2 ; VL5 VL6 ;) sens xx

	Zones	Zone I		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.45		
	e (m)	0.25		
	B (m)	0.8625		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	76.37		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5791.06		
	Nature de la section		SPC	
	V_u (kN)	351.51		
	L_t (m)	3.41		
	L_c (m)	0.04		
	d (m)	1.703		
	σ_1 [KN/m ²]	2895.530		
	N (kN)	N_1	1848.67	
		N_2	616.222	
	A_v (cm ²)	A_{v1}	46.22	
		A_{v2}	15.41	
	A_{vj} (cm ²)		13.53	
	A (cm ²)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	49.60	
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	18.79	
	A_{\min} (cm ²)		22,35	
	A_v adopté (cm ²)	Bande 1	52.26	
		Bande 2	52.26	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 13HA16
			Bande 2	2 13HA16
S_t (cm)		Bande 1	10 cm	
		Bande 2	10 cm	
$A_{H\min} = 0.0015 \times B$ (cm ²)/bande		12.77		
A_H /nappe (cm ²)		13.07		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12/nappe		
ep =25cm		(A=13.56cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.453	
		τ_b (MPa)	0.634	
	ELS	N_s (kN)	4394.9	
		σ_b (MPa)	4.50	

Ferrailage des voiles (VL3 ;VL4) sens xx

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.75	3.8	3.85	3.9		
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.9375	0.76	0.77	0.78		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [kN/m ²]	1435.01	563.83	53.4	4829.21		
	σ_{\min} [kN/m ²]	-7914.61	-7202.81	-6114.48	-4853.55		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		1356.49	1190.09	989.6	829.86	
	L _t (m)		3.17	3.52	3.82	1.95	
	L _c (m)		0.58	0.28	0.03	1.95	
	d (m)		1.587	1.762	1.908	0.977	
	σ_1 [KN/m ²]		3957.305	3601.405	3057.240	2426.775	
	N (kN)	N ₁	2355.42	1903.77	1750.27	711.62	
		N ₂	785.139	634.592	583.423	237.205	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	58.89	47.59	43.76	17.79	
		A _{v2}	19.63	15.86	14.59	5.93	
	A _{vj} (cm ²)		52.22	45.82	38.10	31.95	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	71.94	59.05	53.28	25.78	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	32.68	27.32	24.11	13.92	
	A _{min} (cm ²)		20.83	18.50	20.04	10.26	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande 1	72.36	72.36	55.44	28.08	
		Bande 2	72.36	72.36	55.44	28.08	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 18HA16	2 18HA16	2 18HA14	2 18HA10
			Bande 2	2 18HA16	2 18HA16	2 18HA14	2 18HA10
S _t (cm)		Bonde 1	8 cm	8 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	8 cm	8 cm	10 cm	10 cm	
A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande		11.90	10.57	6.00	6.00		
A _H /nappe (cm ²)		18.09	18.10	13.86	7.02		
Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA12/nappe	14HA12/nappe	13HA12/nappe	10HA10/nappe		
ep =25 cm		(A=19.21 cm ²)	(A=15.82 m ²)	(A=14.69 cm ²)	(A=7.8 cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m ²			4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	t _u (MPa)	1.608	1.740	1.428	1.182	
		t _b (MPa)	2.251	2.436	1.999	1.655	
	ELS	N _s (kN)	9319.61	7972.52	6746.52	5483.44	
		s _b (MPa)	8.47	8.76	7.54	6.50	

Ferraillage des voiles (VLTr5 ;VL6 ;RDC ;) sens xx

Zones		Zone I		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.04		
	e (m)	0.25		
	B (m)	0.51		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	673.99		
	σ_{min} [kN/m ²]	-9820.05		
	Nature de la section	SPC		
	V _u (kN)	330.59		
	L _t (m)	1.91		
	L _c (m)	0.13		
	d (m)	0.954		
	σ_1 [kN/m ²]	4910.025		
	N (kN)	N ₁	1757.46	
		N ₂	585.821	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	43.94	
		A _{v2}	14.65	
	A _{vj} (cm ²)	12.73		
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	47.12	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	14.65	
	A _{min} (cm ²)	12.53		
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	48.24	
		Bande 2	48.24	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 12HA16
			Bande 2	2 12HA16
S _t (cm)		Bande1	8 cm	
		Bande 2	8cm	
A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande		7.16		
A _H /nappe (cm ²)		12.06		
Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA12/nappe		
ep =20cm		(A=12.43cm ²)		
Vérification des contraintes		Armature transversale		4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	t _u (MPa)	0.720	
		t _b (MPa)	1.008	
	ELS	N _s (kN)	3110.45	
s _b (MPa)		5.13		

Ferraillage des voiles (VLT1 ;VLT2.VLT3.VLT4.VLT7.VLT8.VLT9.VLT10) sens xx :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.975	1	1.025	1.05	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.24375	0.2	0.205	0.21	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	-393.81	-987.98	-628.4	3478.48	
	σ_{min} [kN/m ²]	-4889.18	-5199.04	-4083.72	-3479.67	
	Nature de la section		SET	SET	SET	SPC
	V _u (kN)		82.37	53.06	47.29	41.34
	L _t (m)		0.98	1.00	1.03	0.53
	L _c (m)		0.00	0.00	0.00	0.52
	d (m)		0.488	0.500	0.513	0.263
	σ_1 [KN/m ²]		2444.590	2599.520	2041.860	1739.835
	N (kN)	N ₁	446.90	389.93	313.94	137.04
		N ₂	172.965	129.976	104.645	45.678
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.17	9.75	7.85	3.43
		A _{v2}	4.32	3.25	2.62	1.14
	A _{vj} (cm ²)		3.17	2.04	1.82	1.59
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	11.97	10.26	8.30	3.82
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	5.12	3.76	3.07	1.54
	A _{min} (cm ²)		6.40	5.25	5.38	2.76
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	15.85	15.85	15.85	10.98
		Bande 2	15.85	15.85	15.85	10.98
	Choix des barres	Bande 1	2 7HA12	2 7HA12	2 7HA12	2 7HA10
		Bande 2	2 7HA12	2 7HA12	2 7HA12	2 7 HA10
S _t (cm)	Bande 1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	
	Bande 2	8cm	8cm	8cm	8cm	
A _{H min} =0.0015×B (cm ²)/bande		3.66	3.00	6.00	6.00	
A _H /nappe (cm ²)		3.96	3.96	3.96	1.57	
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	4HA10/nappe	
SH =25cm		(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0.375	0.295	0.256	0.219
		t _b (MPa)	0.526	0.413	0.359	0.306
	ELS	N _s (kN)	1797.47	1640.79	1383.8	1140.26
s _b (MPa)		6.39	6.91	5.71	4.83	

Ferrailage des voiles (VT2 ;VT5.VTSS) sens yy

Zones		Zone I	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.95	
	e (m)	0.25	
	B (m)	0.9875	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1559.19	
	σ_{min} [kN/m ²]	-7073.58	
	Nature de la section	SPC	
	V _u (kN)	1235.85	
	L _t (m)	3.24	
	L _c (m)	0.71	
	d (m)	1.618	
	σ_1 [kN/m ²]	3536.790	
	N (kN)	N ₁	2146.33
		N ₂	715.444
	A _v (cm ²)	A _{v1}	53.66
		A _{v2}	17.89
	A _{vj} (cm ²)		47.58
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	65.55
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	29.78
	A _{min} (cm ²)		21.24
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	68.34
		Bande 2	68.34
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1
Bande 2			2 17HA16
S _t (cm)		Bande1	10 cm
		Bande 2	10 cm
A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande			12.14
A _H /nappe (cm ²)			17.09
Choix des barres/nappe (cm ²)			12HA 14/nappe
ep =20cm			(A=18.48 cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	t _u (MPa)	1.391
		t _b (MPa)	1.947
	ELS	N _s (kN)	7953.39
		s _b (MPa)	6.99

Ferrailage des voiles (VT1.VT3.VT4.VT6) sens yy

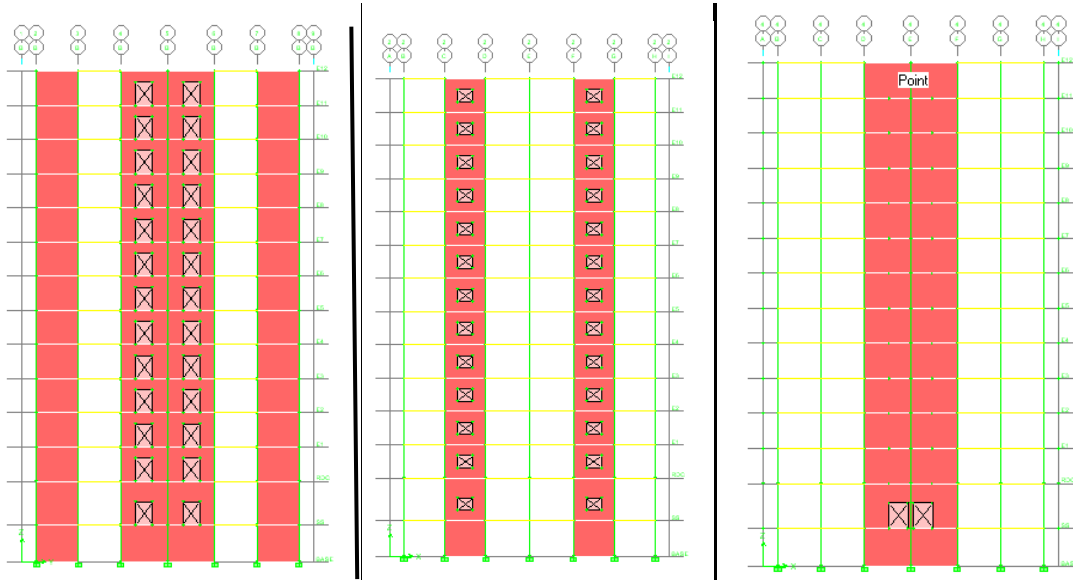
Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone I		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.45	3.5	3.55	3.6		
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.25		
	B (m)	0.8625	0.7	0.71	0.9		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [kN/m ²]	989.63	435.89	20.88	-69.3		
	σ_{\min} [kN/m ²]	-5073.18	-4620.34	-3805.63	-3020.44		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SET		
	V _u (kN)	275.2	289.11	228.8	184.95		
	L _t (m)	2.89	3.20	3.53	3.60		
	L _c (m)	0.56	0.30	0.02	0.00		
	d (m)	1.443	1.599	1.765	1.800		
	σ_1 [kN/m ²]	2536.590	2310.170	1902.815	1510.220		
	N (kN)	N ₁	1373.02	1108.28	1007.72	1019.40	
		N ₂	457.673	369.427	335.907	355.392	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	34.33	27.71	25.19	25.48	
		A _{v2}	11.44	9.24	8.40	8.88	
	A _{vj} (cm ²)		10.60	11.13	8.81	7.12	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	36.97	30.49	27.40	27.27	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	14.09	12.02	10.60	10.66	
	A _{min} (cm ²)		18.95	16.79	18.54	23.63	
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	43.12	31.64	31.64	31.64	
		Bande 2	43.12	31.64	31.64	31.64	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 14HA14	2 14HA12	2 14HA12	2 14HA12
			Bande 2	2 14HA14	2 14HA12	2 14HA12	2 14HA12
S _t (cm)		Bande 1	10 cm	10cm	10cm	10 cm	
		Bande 2	10 cm	10cm	10cm	10 cm	
A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande			10.83	9.59	6.00	13.50	
A _H /nappe (cm ²)			10.78	7.91	7.91	7.91	
Choix des barres/nappe (cm ²)			10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA12/nappe	13HA12/nappe	
SH =25cm			(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=14.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t _u (MPa)	0.355	0.459	0.358	0.228	
		t _b (MPa)	0.496	0.642	0.501	0.320	
	ELS	N _s (kN)	3225.69	2691.94	2243.63	1797.47	
s _b (MPa)		3.33	3.46	2.85	1.83		

Ferraillage des voiles (VT1.VT3.VT4.VT5.VT6.VT7.VT8) sens yy

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.175	1.2	1.225	1.25	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.29375	0.24	0.245	0.25	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1252.39	960.19	835.77	1624.42	
	σ_{min} [kN/m ²]	-9531.67	-8504.48	-7631.9	-4549.63	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	341.68	281.6	248.02	218.44	
	L _t (m)	1.04	1.08	1.10	0.92	
	L _c (m)	0.14	0.12	0.12	0.33	
	d (m)	0.519	0.539	0.552	0.461	
	σ_1 [kN/m ²]	4765.835	4252.240	3815.950	2274.815	
	N (kN)	N ₁	928.04	687.75	631.97	314.31
		N ₂	309.345	229.251	210.658	104.769
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.20	17.19	15.80	7.86
		A _{v2}	7.73	5.73	5.27	2.62
	A _{vj} (cm ²)		13.15	10.84	9.55	8.41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	26.49	19.90	18.19	9.96
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.02	8.44	7.65	4.72
	A _{min} (cm ²)		6.82	5.66	5.80	4.84
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	27.7	20.36	20.36	14.12
		Bande 2	27.7	20.36	20.36	14.12
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 9HA14	2 9HA12	2 9HA12
Bande 2			2 9HA14	2 9HA12	2 9HA12	2 9HA10
S _t (cm)		Bande1	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm
		Bande 2	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm
A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande			3.89	3.23	6.00	6.00
A _H /nappe (cm ²)			6.93	5.09	5.09	3.53
Choix des barres/nappe (cm ²)			9HA10/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe
ep =20cm			A=7.06 cm ²	A=7.06cm ²	A=7.06cm ²	A=7.06 cm ²
Vérification des contraintes		Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
		contrainte	t _u (MPa)	1.292	1.304	1.125
	t _b (MPa)		1.809	1.825	1.575	1.359
	ELS	N _s (kN)	2059.48	1868.89	1534.19	1211.95

VI.4 Étude des linteaux

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Et seront calculés en flexion simple. Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.



VI.4.1 Méthode de calcul

- **Contraintes limites de cisaillement**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
 d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)
 h : Hauteur totale de la section brute

VI.4.2 Ferrailage des linteaux

- **Premier cas**

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$
- Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

a) Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec

$$z = h - 2d$$

D'où h : est la hauteur totale du linteau

d : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant.

b) Aciers transversaux

1. linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

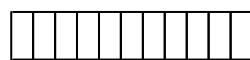
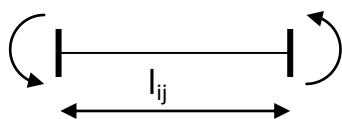
2. linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min (V_1 ; V_2)$$

Où :
$$V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

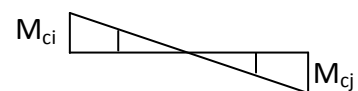
M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- **Deuxième cas :**

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

VI.4.3 Ferrailage minimal

- **Armatures longitudinales**

$$A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- **Armatures transversales**

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$$

- **Armatures de diagonales**

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

VI.4.4 Exemple de calcul I

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 1,45 \text{ m}$$

$$l = 1,7 \text{ m}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$V = 467,15 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 467,15 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1450} = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Armatures longitudinale

$$\tau_b = 2 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal

RPA99 vs 2003

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 25 \times 145 = 5.43 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 modifié 99

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 25 \times (145 - 3)}{400} = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA}14 \Rightarrow A_l = 6.15 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\tau_b = 2 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{145}{4} = 36.25 \text{ cm} \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 25 \times 30 = 1.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Armatures diagonales

$$\tau_b = 2 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ces armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{145 - 2 \times 3}{170} = 0,817 \Rightarrow \alpha = 39,25^\circ$$

$$A_D = \frac{467,15 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times 0,63} = 9,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 6\text{HA}16 \Rightarrow A_D = 12,06 \text{ cm}^2$

Armatures de peau

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 25 \times 145 = 7,25 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 5\text{HA} \Rightarrow A_c = 7,7 \text{ cm}^2$$

Tableaux récapitulatifs de Ferrailage des linteaux

Zone	Voile	T	h	l	Contraintes (MPa)	OBS	Contrainte limite (MPa) $0.06f_{c28}$	Al				Al adoptée	Al
								A_{min} RPA	A_{min} BAEL	Al calculée	AL		
I	L1	308.79	1.6	1.5	1.2	<	1.5	6	4.73	6.76	6.76	8.04	4HA16
	L2	118.90	0.65	1.5	1.14	<	1.5	1.95	1.87	6.78	6.78	8.04	4HA16
II	L3	164.9	0.65	1.5	1.97	>	1.5	1.95	1.5	*	1.95	3.14	4HA10
	L4	308.79	0.65	1.5	3.69	>	1.5	1.95	1.5	*	1.95	3.14	4HA10
III	L5	144.19	0.65	1.5	1.73	>	1.5	1.95	1.5	*	1.95	3.14	4HA10
	L6	150.19	0.65	1.5	1.80	>	1.5	1.95	1.5	*	1.95	3.14	4HA10
IV	L7	119.82	0.65	1.5	1.43	<	1.5	1.95	1.5	6.76	6.76	8.04	4HA16
	L8	127.86	0.65	1.5	1.53	>	1.5	1.95	1.5	*	1.95	3.14	4HA10

Tableau VI.4.1 Armatures longitudinales des linteaux (sens xx)

Pour le cas où $\sigma > \bar{\sigma}$ $Al_{adoptée} = 0$ *

ZONE	VOILE	T	h	l	Contraintes (MPa)	OBS	Contrainte limite (MPa) $0.06f_{c28}$	Al				Al adoptée	Al
								A _{min} RPA	A _{min} BAEL	Al calculée	AL		
I	L1'	551	1.55	1.6	2.21	>	1.5	5.81	1.5	/	5.81	6.15	4HA14
II	L2'	316.89	0.65	1.6	3.79	>	1.5	1.95	1.5	/	1.95	3.14	4HA10
II	L3'	313.24	0.65	1.6	3.74	<	1.5	1.95	1.5	/	1.95	3.14	4HA10
IV	L4'	270.91	0.65	1.6	3.24	>	1.5	1.95	1.5	/	1.95	3.14	4HA10

Tableau VI.4.2 Armatures longitudinales des linteaux (sens yy)

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	τ (MPa)	obs	$\bar{\tau}$ (MPa)	S_t (cm)	$S_{t \text{ adopt}}$ (cm)	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{t \text{ adopt}}(\text{cm}^2)$	A_t
I	L1	308.79	1.60	1.5	1.20	>	0.625	40	30	1.875	2.01	4HA8
	L2	118.90	0.65	1.5	1.14	>	0.625	16.25	15	0.8125	2.01	4HA8
II	L3	164.90	0.65	1.5	1.97	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
	L4	308.79	0.65	1.5	3.69	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
III	L5	144.19	0.65	1.5	1.73	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
	L6	150.19	0.65	1.5	1.80	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
IV	L7	119.82	0.65	1.5	1.43	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
	L8	127.86	0.65	1.5	1.53	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8

Tableau VI.4.3 Armatures transversales des linteaux (xx)

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	τ (MPa)	obs	$\bar{\tau}$ (MPa)	S_t (cm)	$S_{t \text{ adopt}}$ (cm)	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{t \text{ adopt}}(\text{cm}^2)$	A_t
I	L1'	551	1.55	1.6	2.21	>	0.625	38.75	30	1.875	2.01	4HA8
II	L2'	316.89	0.65	1.6	3.79	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
III	L3'	313.24	0.65	1.6	3.74	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8
IV	L4'	270.91	0.65	1.6	3.24	>	0.625	16.25	15	0.75	2.01	4HA8

Tableau VI.4.4 Armatures transversales des linteaux yy

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	τ (MPa)	obs	$\bar{\tau}$ (MPa)	A_d (cm ²)	A_{tadopt} (cm ²)	A_t
I	L1	308.79	1.60	1.5	1.20	>	1.5	0	0	0
	L2	118.90	0.65	1.5	1.14	>	1.5	0	0	0
II	L3	164.90	0.65	1.5	1.97	>	1.5	5.55	6.15	4HA14
	L4	308.79	0.65	1.5	3.69	>	1.5	10.39	12.06	6HA16
III	L5	144.19	0.65	1.5	1.73	>	1.5	4.85	6.15	6HA14
	L6	150.19	0.65	1.5	1.80	>	1.5	5.07	6.15	6HA14
IV	L7	119.82	0.65	1.5	1.43	>	1.5	0	0	0
	L8	127.86	0.65	1.5	1.53	>	1.5	4.31	6.15	6HA14

Tableau VI.4.5 Armatures diagonales des linteaux (xx)

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	τ (MPa)	obs	$\bar{\tau}$ (MPa)	$A_d(\text{cm}^2)$	$A_{t\text{adopt}}(\text{cm}^2)$	A_t
I	L1'	551	1.55	1.6	2.21	>	1.50	10.52	12.06	6HA16
II	L2'	316.89	0.65	1.6	3.79	>	1.50	5.82	6.15	6H16
III	L3'	313.24	0.65	1.6	3.74	>	1.50	5.75	6.15	6HA16
IV	L4'	270.91	0.65	1.6	3.24	>	1.50	4.97	6.15	6HA16

Tableau VI.4.6 Armatures diagonales des linteaux yy

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	A_c (cm ²)	$A_{c \text{ adopt}}$ (cm ²)	A_c
I	L1	308.79	1.60	1.5	8	9.05	8HA12
	L2	118.90	0.65	1.5	3.25	4.32	4HA12
II	L3	164.9	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12
	L4	308.79	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12
III	L5	144.19	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12
	L6	150.34	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12
IV	L7	119.82	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12
	L8	127.86	0.65	1.5	2.6	3.39	3HA12

Tableau VI.4.7 Armatures de peau des linteaux (xx)

Zone	Voile	Effort tranchant (kN)	h (m)	l (m)	A_c (cm ²)	$A_{c \text{ adopt}}$ (cm ²)	A_c
I	L1'	551	1.55	1.6	8	9.05	8HA12
II	L2'	316.89	0.65	1.6	2.6	3.39	3HA12
III	L3'	313.24	0.65	1.6	2.6	3.39	3HA12
IV	L4'	270.91	0.65	1.6	2.6	3.39	3HA12

Tableau VI.4.8 Armatures de peau des linteaux yy

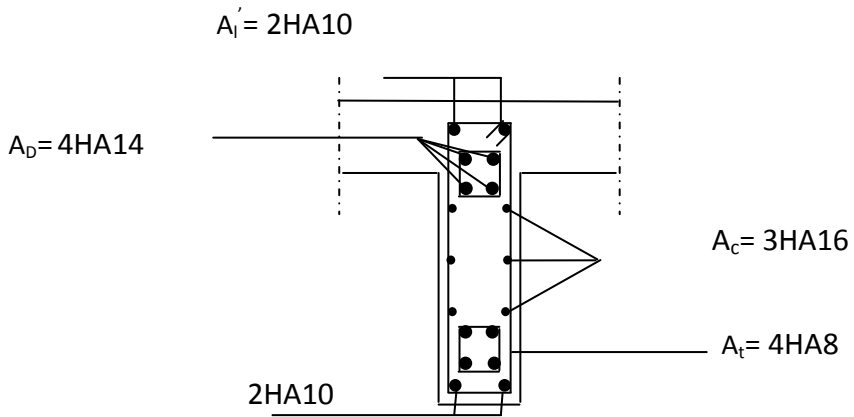
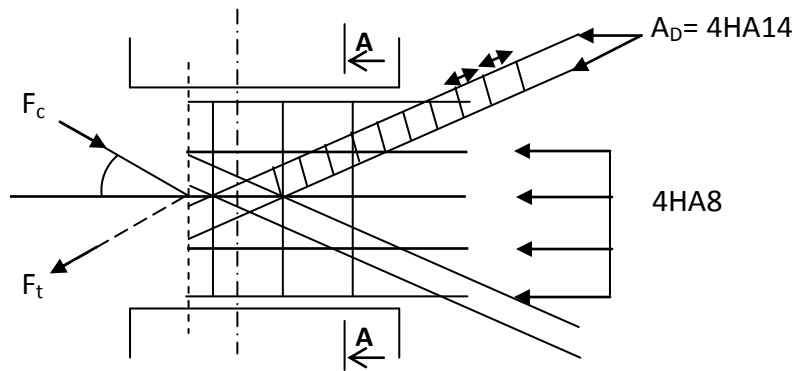


Fig.VII.4. Schéma de ferrailage de linteau L3
Coupe A-A



VII Etude du voile périphérique

Introduction

Afin de retenir le sol du talus, on prévoit un voile périphérique au tour de coté amant de la structure, qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

VII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure au égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

- **Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol**

Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$

Poids volumique des terres : $\gamma = 1.8 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

La contraint de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

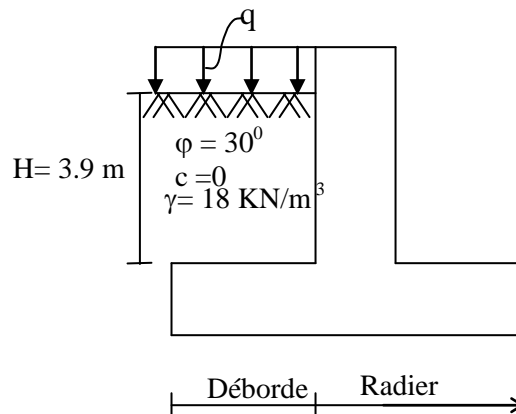


Fig.VII.1 voile plaque de soutènement

- **Contrainte de sollicitations**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V

σ_V Contrainte verticale

σ_H Contrainte horizontale

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec :

K_0 coefficient des poussées des terres au repos

φ angle de frottement interne

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

VII.2 Calcul des sollicitations

➤ A l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1.5q + 1.35\gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h=0 \rightarrow \sigma_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=3.90\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 54.89 \text{ kN/m}^2$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h=0 \rightarrow \sigma_1 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=3.90 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 40.10 \text{ kN/m}^2$$

VII.2.1 diagramme des contraintes

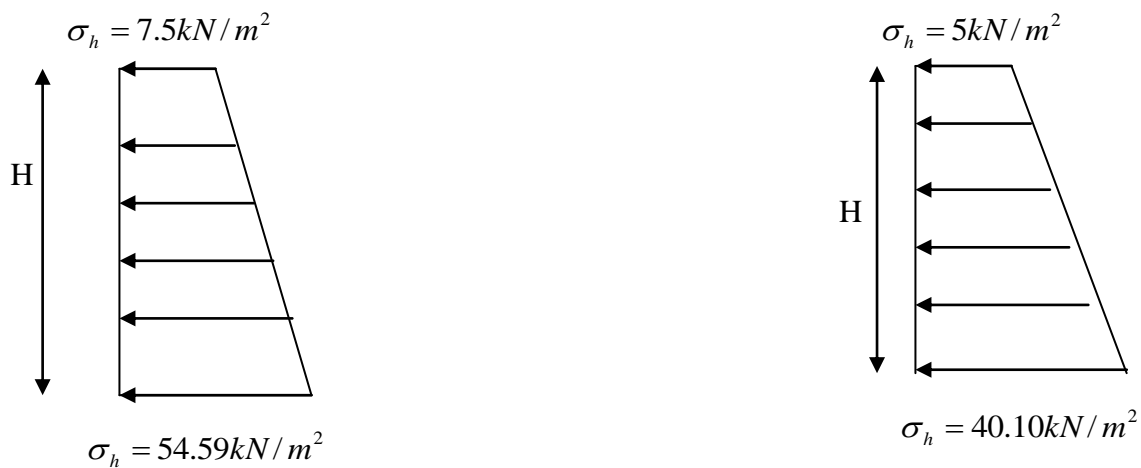


Fig.VII.2 Diagramme des contraintes

VII.2.2 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1) \cdot 1}{4} = 43.04 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1) \cdot 1}{4} = 31.33 \text{ kN/ml}$$

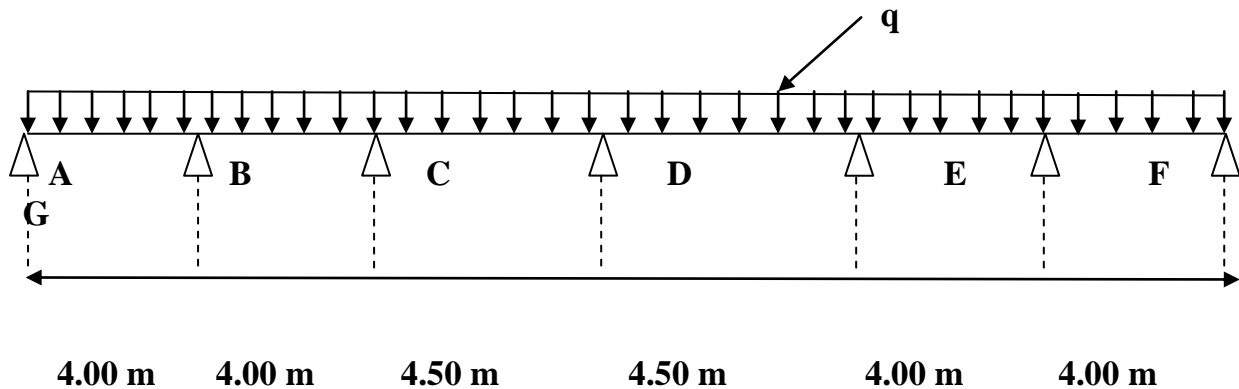
VII.3 Ferrailage du voile périphérique

VII.3.1 Méthode de calcul

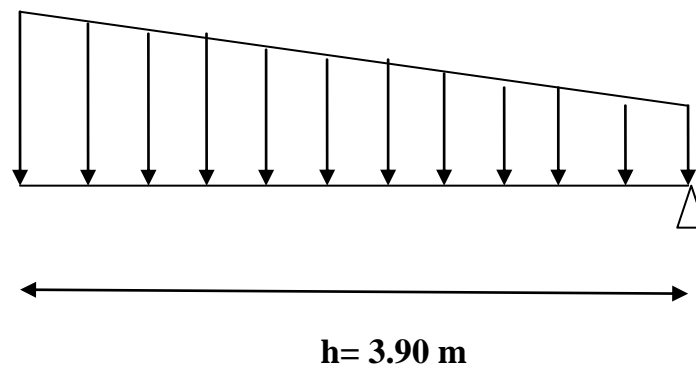
Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres

Schéma statique

Sens x-x



Sens z-z



Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS. Les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

On a une parfaite symétrie donc on va prendre la moitié de chaque diagramme

Sens x-x ELU

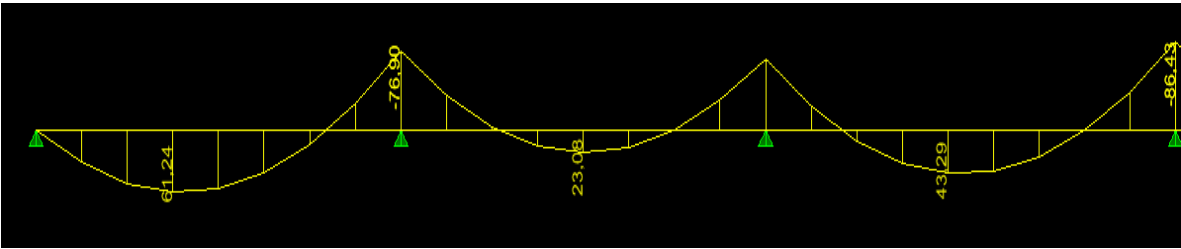


Diagramme des moments a l'ELU

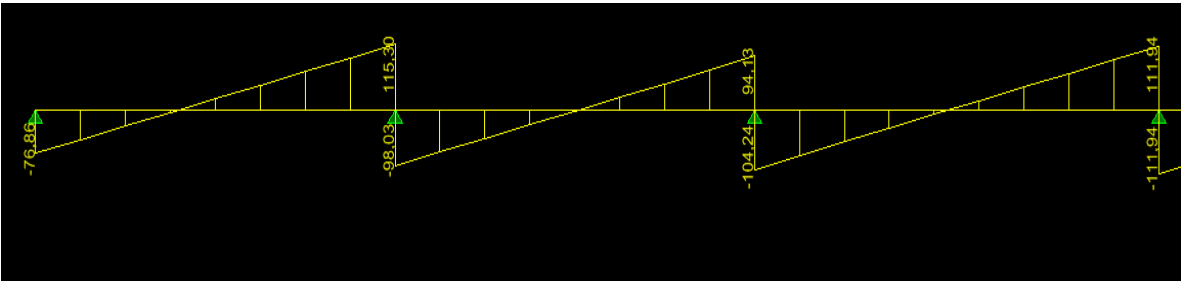


Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Sens x-x ELS

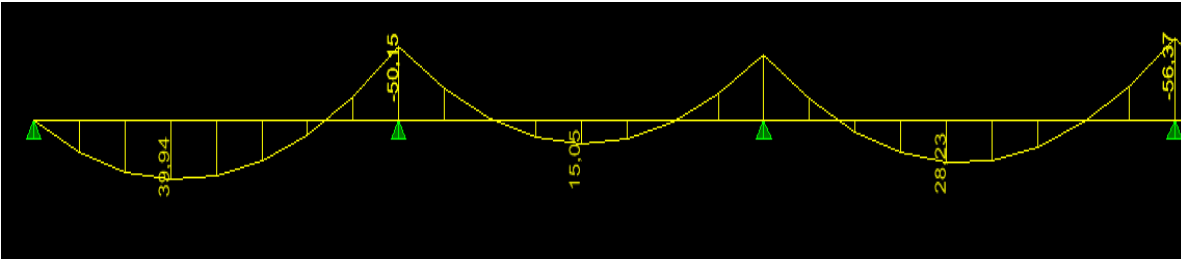


Diagramme des moments a l'ELS

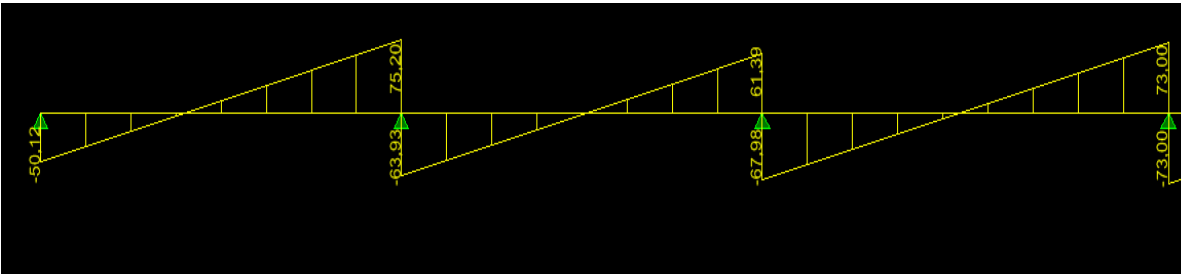
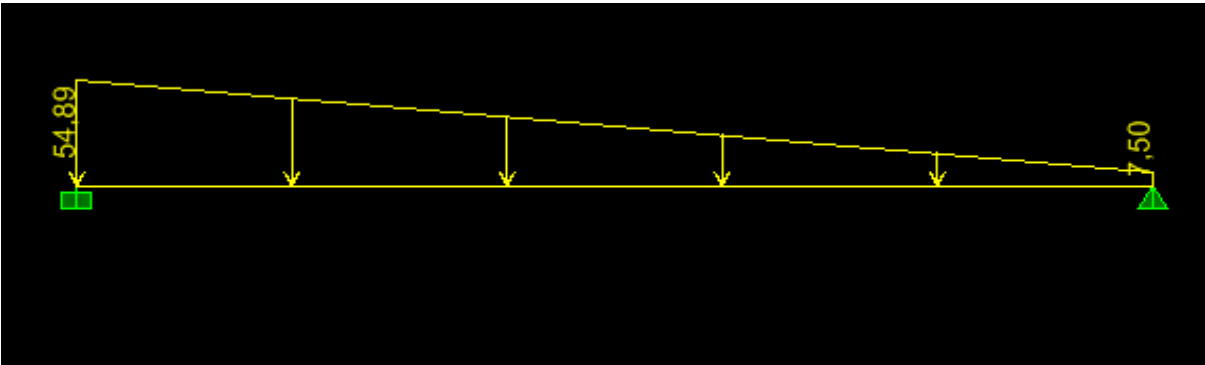


Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

Sens z-z ELU



Chargement du mur plaque

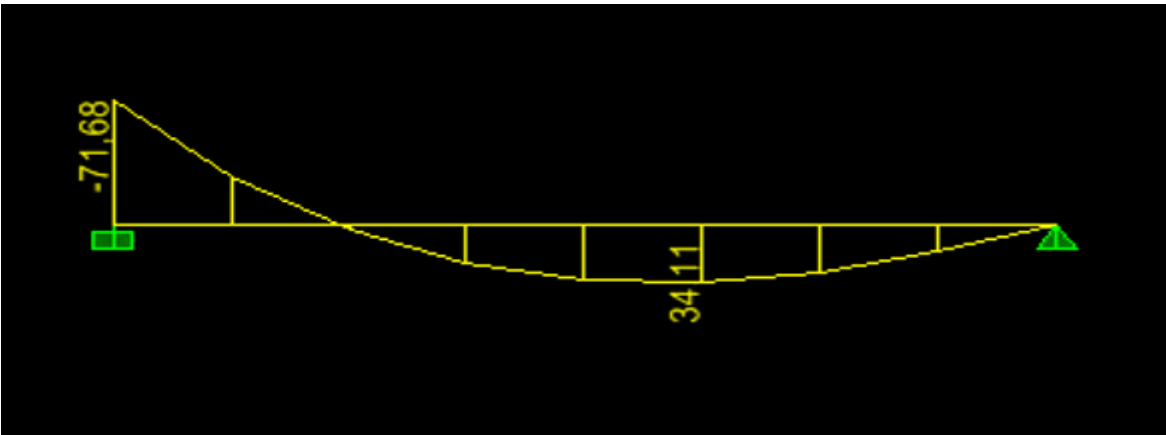


Diagramme des moments a l'ELU

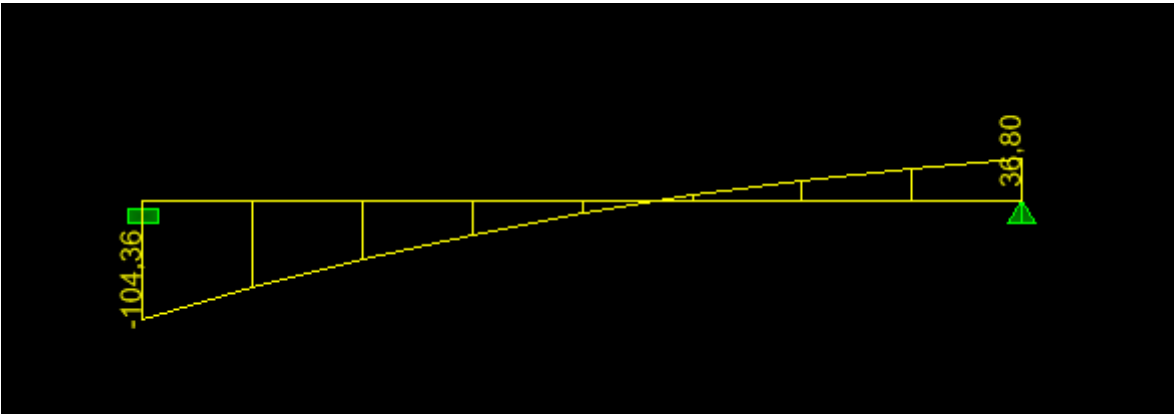
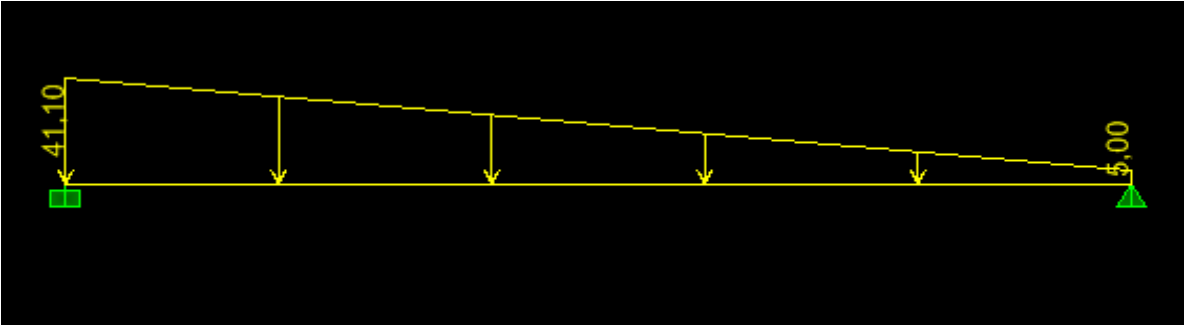


Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Sens z-z ELS



Chargement du mur plaque

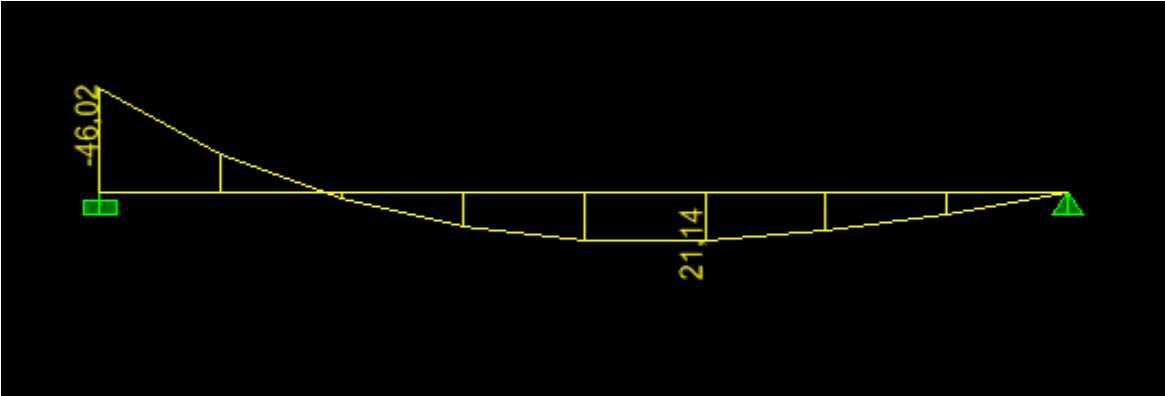


Diagramme des moments a l'ELS

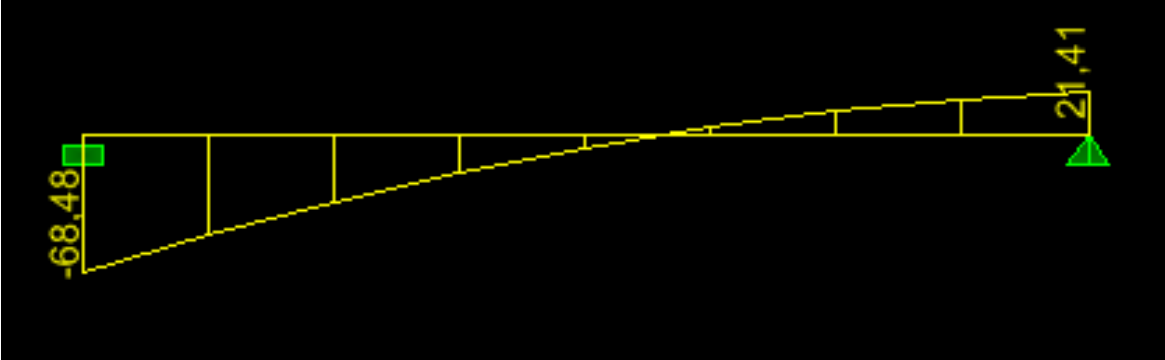
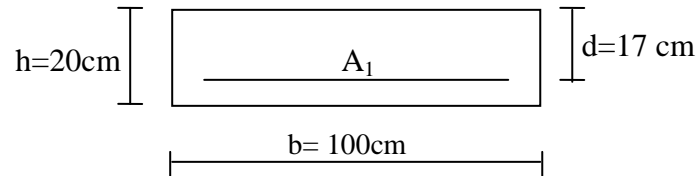


Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

VII.3.2 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée

Calcul des sections d'armatures :



Le résumé de calcul est donné dans le tableau suivant :

Effort	Sens x-x	Sens z-z
M_{au} [kN.m]	-86.43	-71.68
M_{tu} [kN.m]	61.24	34.11
M_{as} [kN.m]	-56.37	-46.02
M_{ts} [kN.m]	39.94	21.14
T_u^{\max}	111.94	104.36

Armatures dans le sens x-x

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{86.43 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.210 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.210 \implies \beta = 0.881$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{86.43 \times 10^4}{0.881 \times 170 \times 348} = 16.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA20 = 21.99 cm²

Armatures dans le sens z-z

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{71.68 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.174 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.174 \implies \beta = 0.904$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{71.68 \times 10^4}{0.904 \times 170 \times 348} = 13.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA16 = 16.08 cm²

VII.4 Vérification à l'ELU

➤ Section minimale

- Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_s} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA99/2003

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0.1%

$$A_{\min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x:

$A_{\text{adoptée}} = 21.99 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Sens z-z :

$A_{\text{adoptée}} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{\max} = 111.94 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{111.94 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.66 < \bar{\tau} \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

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

Sens x-x

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \times 3.14 \times 2 = 43.96 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{111.94 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 43.96} = 1.66 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens z-z

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 8 \times 3.14 \times 1.6 = 40.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{104.36 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 401.91} = 1.69 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5 Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens x-x

La section d'armatures adoptée est : $A_s = 18.09 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 21.99}{100 \times 17} = 1.298 \rightarrow \beta = 0.8575 \text{ et } k = 20.09$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{56.37 \times 10^6}{0.8635 \times 170 \times 21.99} = 178.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{178.02}{17.68} = 10.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens z-z

La section d'armatures adoptée est $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 17} = 0.945 \rightarrow \beta = 0.8635 \text{ et } k = 21.65$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{46.02 \times 10^6}{0.8635 \times 170 \times 16.08} = 194.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{194.96}{21.65} = 9.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII. 1 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.3 Dimensionnement**a) Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau de la Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VL1	1245.12	4.00	1.56	6.24
VL2	1245.12	4.00	1.56	6.24
VL3	1442.17	4.30	1.68	7.22
VL4	1442.17	4.30	1.68	7.22
VL5	1627.98	4.30	1.93	8.3
VL6	1627.98	4.30	1.93	8.3
VL7	1272.9	4.00	1.59	6.36
VL8	1272.9	4.00	1.59	6.36
				56.24

Tableau VIII.1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Tableau Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VT1	933.18	4	1.17	4.68
VT2	1393.04	4.50	1.54	6,93
VT3	1393.04	4.50	2.15	6.93
VT4	942.27	4	1.18	4.72
VT5	933.18	4	1.17	4.68
VT6	1393.04	4.50	1.54	6,93
VT7	1393.04	4.50	2.15	6.93
VT8	942.27	4	1.18	4.72
				46.52

Tableau VIII.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 102.76m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

b) Semelles filantes sous poteaux

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax}=931.22KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$P_i=G_i+Q_i$ (kN)	M_i (kN.m)	$e_i(m)$	$P_i \cdot e_i$ (kN.m)
1	2135.17	-13.753	12.5	25352.125
2	1790.59	-0.453	8.5	15326.435
3	1544.41	-0.617	4.5	6059.97
4	1480.24	3.50	0	0
5	1346.66	-2.21	-4.5	-6949.845
6	1803.11	2.117	-8.5	-15220.04
7	2028.17	-11.863	-12.5	-26689.625
Somme	12128.35	-23.309	/	-2120.955

Tableau VIII.3 Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = \frac{-2120.955 - 23.309}{12128.35} = -0.18 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.18 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25}{6} = 4.17 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{12128.35}{25} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.18)}{25}\right) = 506.1 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{12128.35}{25} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.18)}{25}\right) = 464.18 \text{ kN/m}$$

$$q_{(l/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{12128.35}{25} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.18)}{25}\right) = 495.6 \text{ kN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{495.6}{200} = 2.48 \text{ m}$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$

On aura donc, $S = 2.5 \times 25 = 62.5 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 62.5 \times 7 + 102.76 = 540.26 \text{ m}^2$$

❖ **Remarque**

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 645.12 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 540.26 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{540.26}{645.12} = 0.84 = 84 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VIII.4 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a) Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale

L'épaisseur minimale du radier doit avoir au moins 25 cm (RPA99vs2003)

❖ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{450}{8} \leq h_r \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 56.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm}$$

On prend $h_r = 70 \text{ cm}$

❖ **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ; $I = bh^3/12$

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.90 \text{ m}$$

On prend $h = 100 \text{ cm}$.

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$- h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$- h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 30 \text{ cm}$.

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 70 \text{ cm}$

Largeur de la nervure : $0.4h_n \leq b \leq 0.7 h_n = 26 \text{ cm} \leq b \leq 45.5 \text{ cm}$

On prend $b = 60 \text{ cm}$.

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 100 \text{ cm}$ Hauteur totale du radier.

$h_n = 70 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

b) Calcul des charges nécessaires au radier

- **Combinaison d'actions**

✓ **A l'ELU** : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 86618.25 + 1.5 \times 14402.43 = 138538.28 \text{ kN}$

✓ **A l'ELS** : $N_s = G + Q = 86618.25 + 14402.43 = 101020.68 \text{ kN}$

Détermination de la surface du radier

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ **A l'ELU** : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{138538.28}{1.33 \times 200} = 520.82 \text{ m}^2$

✓ **A l'ELS** : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{101020.68}{200} = 505.10 \text{ m}^2$

D'où : $S_{bat} = 645.12 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(520.82; 505.10) \text{ m}^2$

❖ Remarque

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} = 50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 645.12 + (25.2 + 25.6) \times 2 \times 0.5 = 695.92 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 695.92 \text{ m}^2$

Détermination des efforts à la base du radier

1) Poids du radier

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

❖ Poids de la dalle

$$P_d = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.3 \times 695.92 = 5219.4 \text{ kN}$$

❖ Poids de la nervure

$$P_n = b_n \times h_n \times L_n \times \rho_b$$

L_n : longueur de la nervure.

$$L_n = (25.6 + 1)7 + (25.2 + 1) \times 7 = 369.6 \text{ m}$$

$$P_n = 25 \times 0.7 \times 0.6 \times 369.6 = 3880.8 \text{ kN}$$

❖ Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = (S_{\text{rad}} - S_n) \times e_p \times \rho_b = 25 \times 0.1 \times (695.92 - 369.6 \times 0.6) = 1185.4 \text{ kN}$$

❖ Poids de remblais

$$P_{TVO} = (S_{\text{rad}} - S_n)(h_n - e_p) \rho_{TVO} = 17 \times (695.92 - 369.6 \times 0.6)(0.70 \times 0.10) = 564.25 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = 5219.4 + 3880.8 + 1185.4 + 564.25 = 10849.85 \text{ kN}$$

Charge permanente apportée sur le radier

$$G_t = P_{(\text{superstructure})} + P_{(\text{infrastructure})} + P_{(\text{mur de soutènement})}$$

Avec :

$$P_{(\text{mur de soutènement})} = b \times h \times L \times \rho_b = 0.2 \times 3.90 \times 25.6 \times 25 = 499.2 \text{ kN}$$

$$G_t = 10849.85 + 86618.25 + 499.2 = 97967.30 \text{ kN}$$

Charge d'exploitation apportée sur le radier

$$Q_t = Q_{\text{rad}} + Q_{(\text{superstructure})}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 695.92 = 1739.8 \text{ kN}$$

$$Q_t = 14402.43 + 1739.8 = 16142.23 \text{ kN}$$

Combinaison d'action

- **ELU:** $N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t = 156469.2 \text{ kN}$
- **ELS:** $N_s = G_t + Q_t = 114109.53 \text{ kN}$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.247 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.5 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier**

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25.2 \times (25.6)^3}{12} = 35232.15 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{25.6 \times (25.2)^3}{12} = 34139.75 \text{ m}^4$$

VIII.5 Les vérifications**a) Vérification à la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} 156469.2$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{156469.2 \times 1}{695.92} \times \frac{4.50}{2} = 505.9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{505.9}{1 \times 0.27} = 1873 \text{ kN/m}^2 = 1.873 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

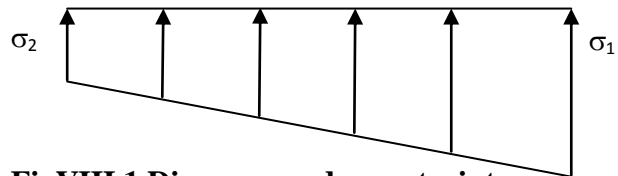
I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :



FigVIII.1 Diagramme des contraintes

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 156469.2 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_s = 114109.53 \text{ kN}$$

❖ **Sens longitudinal**

$$I_y = 34139.75 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 3280.42 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 100576.051 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 100576.051 + 3280.42 \times 0.95 = 103692.45 \text{ kN.m}$$

❖ Sens transversal

$$I_x = 35232.15 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 3289.44 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 98461.226 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 98461.226 + 3289.44 \times 0.95 = 101586.19 \text{ kN.m}$$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	Longitudinale	262.03	187.65	243.44	201.16	126.78	182.56
	Transversale	260.88	188.8	242.86	200	127.93	181.98

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées.

$$\text{ELU : } \sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m < \sigma_{sol}$$

Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

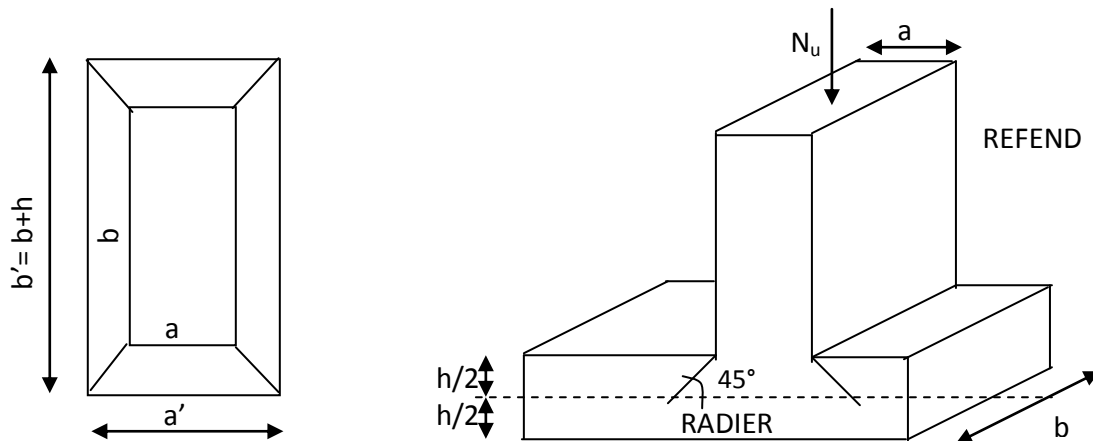
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



FigVIII.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• Calcul du périmètre utile μ_{cx}

Poteau (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 1) = 6.20 m$$

$$N_u = 2935.96 kN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4650 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Voile (le voile le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.25 + 4.3 + 2 \times 1) = 13.1 m$$

$$N_u = 8983.73 kN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 13.1 \times 1 \times 25000}{1.5} = 9825 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.6 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

Premier Cas : $\rho \leq 0.4$ \implies la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

Deuxième Cas : $0.4 < \rho \leq 1$ \implies les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent:

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (243.44 - 1.35 \times \frac{10849.85}{695.92}) \times 1 = 222.4 \text{ kN/m}^2$$

✓ A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (182.56 - \frac{10849.85}{695.92}) \times 1 = 166.96 \text{ kN/m}^2$$

VIII.6.1 Calcul à l'ELU

Identification des panneaux et calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	4.3	4.5	0.95	0.0410	0.888	168.59	149.72	2Sens

Tableau VIII.4 Identification des panneaux

❖ Remarque

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{0X}$ ou $0.75 M_{0Y}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : $0.85 M_{0X}$ ou $0.85 M_{0Y}$

Moment sur appuis de rive : $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 168.59 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 149.72 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Correction des moments**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

Sens x-x : $M_{app} = 0.5 M_{0X} = 84.3 \text{ kN.m}$

$M_{app} = 0.3 M_{0X} = 50.6 \text{ kN.m}$

$M_t = 0.85 M_{0X} = 143.30 \text{ kN.m}$

Sens y-y : $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 74.86 \text{ kN.m}$

$M_{app} = 0.3 M_{0Y} = 44.92 \text{ kN.m}$

$M_t = 0.85 M_{0Y} = 127.3 \text{ kN.m}$

- **Etape de calcul**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (kN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	143.3	0.138	SSA	0.925	16.48	6HA20	18,85	15
	appui	84,3	0.081	SSA	0.9575	9.37	5HA16	10.05	20
y-y	travée	127.3	0.122	SSA	0.935	14.5	6HA20	18.85	15
	appui	74.86	0.072	SSA	0.963	8.27	5HA16	10.05	20

Tableau VIII.6 Ferraillage du panneau

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

Armatures parallèle au petit coté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.8}{2} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

Armatures parallèle au grand côté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ua}^y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ut}^y = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t^{\max} = 20 \text{ cm} < \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u.l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{221.83 \times 10^3 \times 4.5}{2 \times 1000 \times 27} = 1.85 \text{ MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.1 Vérification à l'ELS

• **Calcul des moments fléchissant**

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho=L_x/L_y$	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
4.3	4.5	0.95	168.8	0.0483	0.923	149.12	137.63

Tableau VIII.7 Calcul des moments M_x et M_y à l'ELS

Sens x-x : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 74.56 \text{ kN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0x} = 44.74 \text{ kN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0x} = 126.75 \text{ kN.m}$

Sens y-y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 68.82 \text{ kN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0y} = 41.29 \text{ kN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0y} = 116.98 \text{ kN.m}$

Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)

Sens x-x

Contrainte dans l'acier

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

En travée

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{18.85}{100 \times 27} \times 100 = 0.698.$$

$$\rho_1 = 0.698 \Rightarrow K_1 = 26.1257 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.87842$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{126.74 \times 10^3}{0.87842 \times 27 \times 18.85} = 283.50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 283.50 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{283.50}{26.1257} = 10.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.85 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis**Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 27} \times 100 = 0.372$$

$$\rho_1 = 0.372 \Rightarrow K_1 = 38.022 \quad \beta_1 = 0.9057$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{74.56 \times 10^3}{0.9057 \times 27 \times 10.05} = 303.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 303.4 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{303.4}{38.022} = 7.98 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 7.98 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y**En travée**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{18.85}{100 \times 27} \times 100 = 0.698$$

$$\rho_1 = 0.698 \Rightarrow K_1 = 26.1257 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.87842$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{116.98 \times 10^3}{0.87842 \times 27 \times 18.85} = 262.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 262.662 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{262.66}{26.1257} = 10.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.01 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Aux appuis

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 27} \times 100 = 0.372$$

$$\rho_1 = 0.372 \Rightarrow K_1 = 38.022 \quad \beta_1 = 0.9057$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{68.82 \times 10^3}{0.9057 \times 27 \times 10.05} = 276.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 276.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{276.97}{38.022} = 7.28 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

VIII.7 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur

$L = 50 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

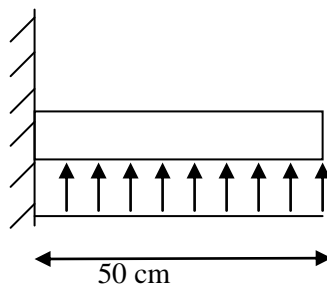


Fig.VIII.3 Schéma statique d'un débord

a) Sollicitation de calcul

✓ A l'ELU

$$P_u = 221.83 \text{ kN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-222.4 \times 0.5^2}{2} = -27.8 \text{ kN.m}$$

✓ A l'ELS

$$P_s = 168.8 \text{ kN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-166.96 \times 0.5^2}{2} = -20.87 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

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

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (kN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)
ELU	27.8	0.026	0.987	3	3.26	4HA14	6.16	25

Tableau VIII.8 Ferrailage à l'ELU**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25 (cm)

Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27.8}{20.87} = 1.33 \quad \alpha = 0.03325 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.415$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{debord}} \Rightarrow$, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII.8 Etude des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

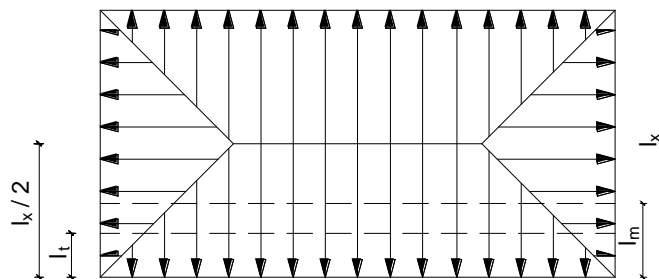
a) Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

• Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



• Charge triangulaire

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

Charges à considérer

❖ Sens transversal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 222.4 \times 1.565 = 348.01 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 166.96 \times 1.565 = 261.3 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 222.4 \times 1.222 = 271.8 \text{ kN/ml.}$$

❖ **Sens longitudinal**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 222.4 \times 1.431 = 318.25 \text{ kN/ml.}$$

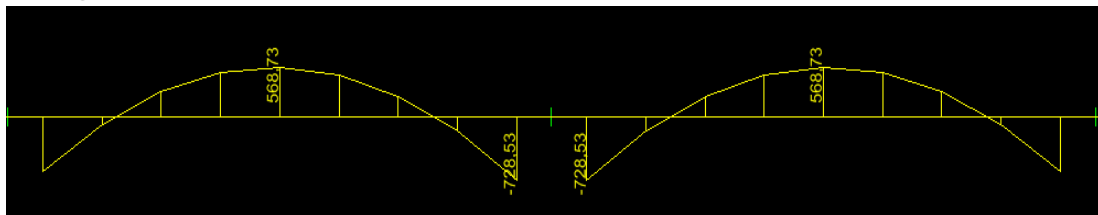
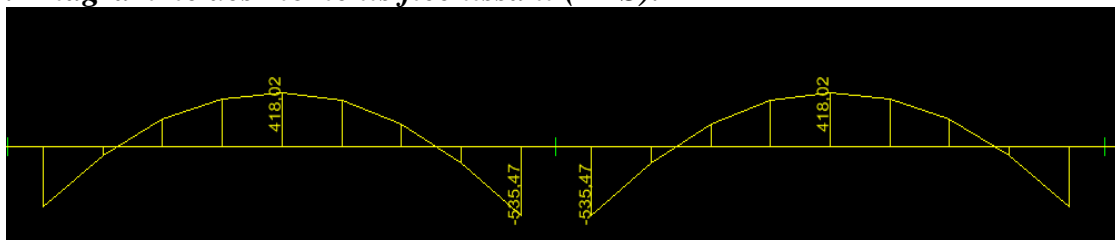
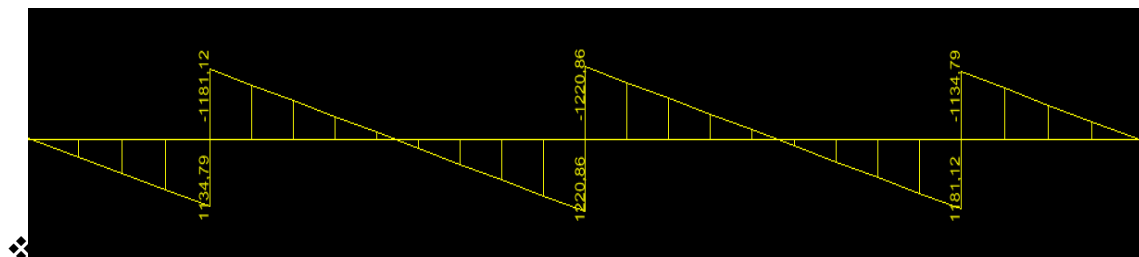
$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 166.96 \times 1.431 = 238.92 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 222.4 \times 1.075 = 239.1 \text{ kN/ml.}$$

Vue que la nervure reçoit deux charges une par la gauche et l'autre par la droite
Donc la charge trouvée sera multipliée par deux.

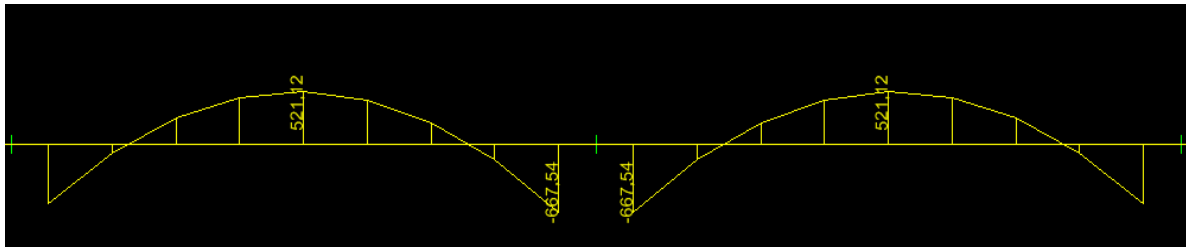
• **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**❖ **Sens transversal**

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS 9.

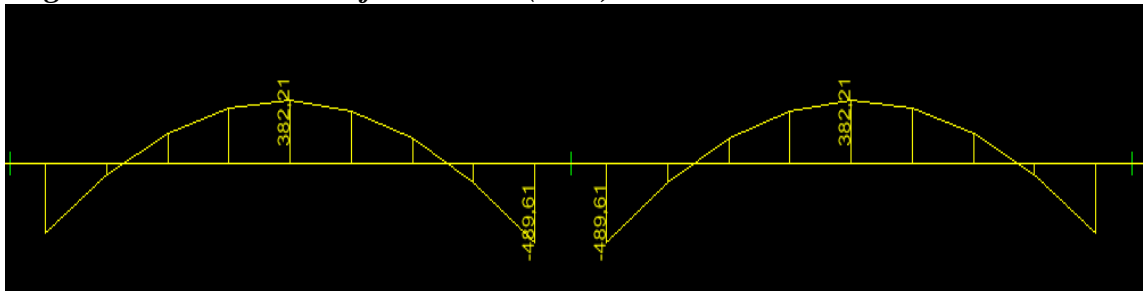
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU)**B. Diagramme des moments fléchissant (ELS):****C. Diagramme des efforts tranchants**

Sens longitudinal

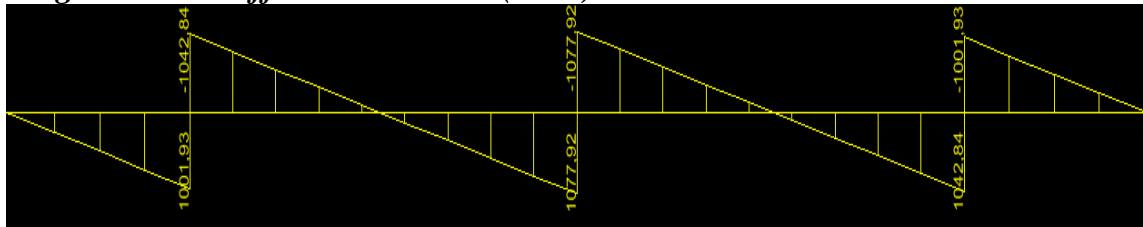
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU)



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



C. Diagramme des efforts tranchants (ELU):



Sollicitations maximales

A. Sens transversal

$$M_{tu \max} = 568.73 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au \max} = 728.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts \max} = 418.02 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as \max} = 534.77 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u \max} = 1120.86 \text{ kN.}$$

B. Sens longitudinal

$$M_{tu \max} = 521.12 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au \max} = 667.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts \max} = 382.21 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as \max} = 521.12 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u \max} = 1071.62 \text{ kN.}$$

VIII.9 Le ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 60 \text{ cm}; \quad d = 97 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

			M (kN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
ELU	longitudinal	Appui	728.53	0.090	0.953	22.64	4HA20+4HA20	25.13
		Travée	568.73	0.070	0.964	17.47	4HA20+4HA14	18.71
	transversal	Appui	667.54	0.083	0.9565	20.67	4HA20+4HA20	25.13
		Travée	521.12	0.065	0.9665	15.97	4HA20+4HA14	18.71

Tableau VIII.9 Ferrailage des nervures à l'ELU.

VIII.10 Vérifications à l'ELU**Condition de fragilité**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 8.07 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 1120.86 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1120.86 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=10\text{mm}$

Espacement des armatures

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale .

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$ en zone courante.

La quantité d'armatures transversales

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.8 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$

- ✓ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.90 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

VIII.11 Vérification à l'ELS**Sens x-x****Contrainte dans l'acier**

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

En travée

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{18.71}{100 \times 97} \times 100 = 0.192$$

$$\rho_1 = 0.192 \Rightarrow K_1 = 55.42 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.929$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{382.21 \times 10^3}{0.929 \times 97 \times 18.85} = 225.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 225.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{225.01}{55.42} = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis**Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{25.13}{100 \times 97} \times 100 = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow K_1 = 46.73 \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{521.12 \times 10^3}{0.919 \times 97 \times 25.13} = 232.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 232.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232.62}{46.73} = 4.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y**En travée**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{18.71}{100 \times 97} \times 100 = 0.192.$$

$$\rho_1 = 0.192 \Rightarrow K_1 = 55.42 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.929$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{418.02 \times 10^3}{0.929 \times 97 \times 18.85} = 246.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246.09 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{246.09}{55.42} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis**Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{25.13}{100 \times 97} \times 100 = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow K_1 = 46.73 \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{534.77 \times 10^3}{0.919 \times 97 \times 25.13} = 238.72 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 238.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

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

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

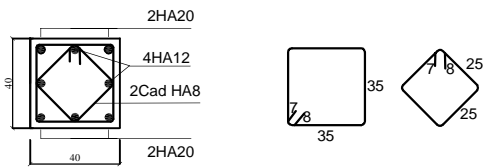
$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{238.72}{46.73} = 5.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

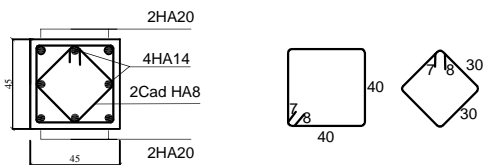
Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

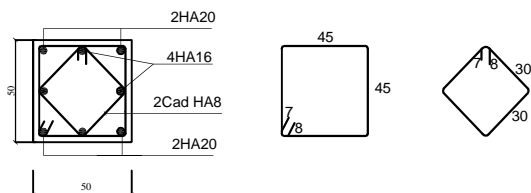
Coupe:D-D



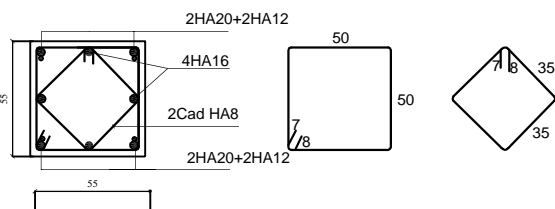
Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A



Note:

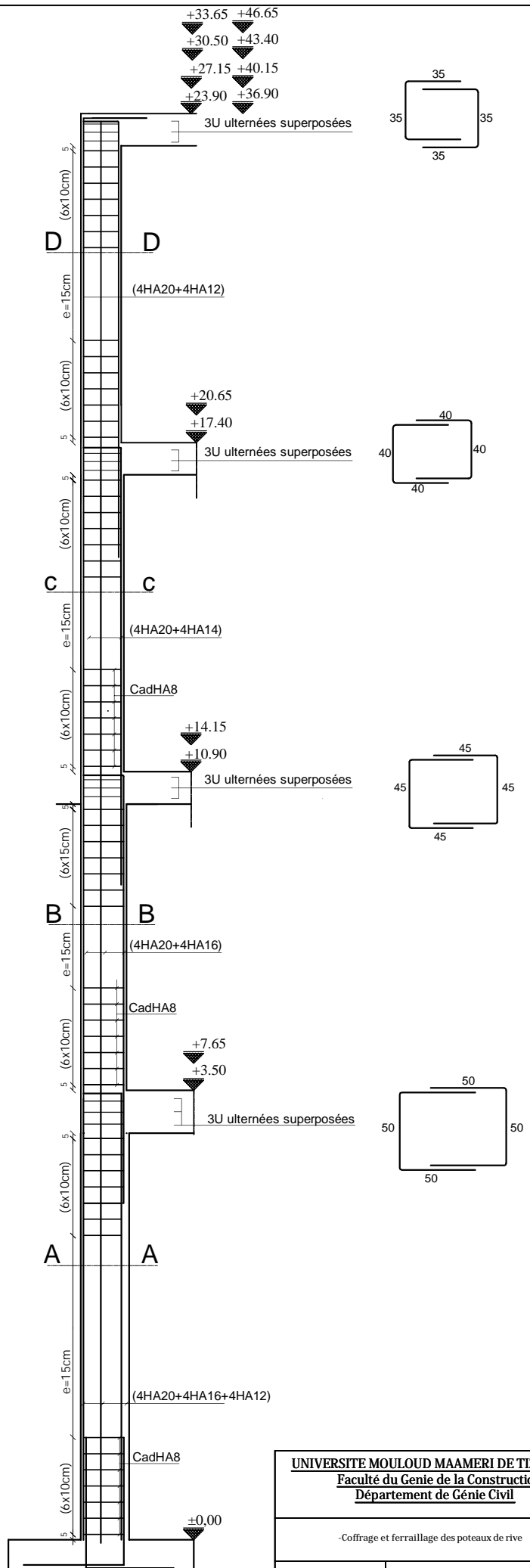
- Zone I : RDC 1^{er} étages
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} étages
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} étages
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}, 12^{ème} étages
- La longueur de recouvrement = 80 cm

Zone IV

Zone III

Zone II

Zone I



-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RIVE-

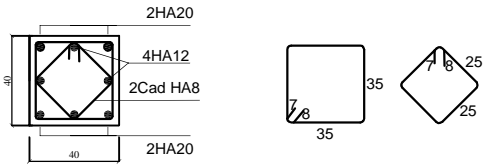
UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage des poteaux de rive

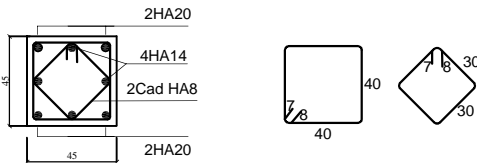
Présenté par:

Mlle: BELFAKED Taoues
 Mr: AIT ZIANE Lyes

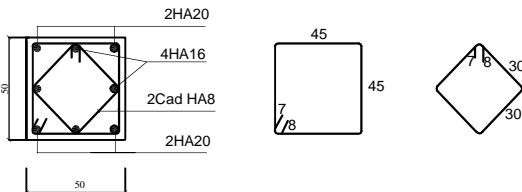
Coupe:D-D



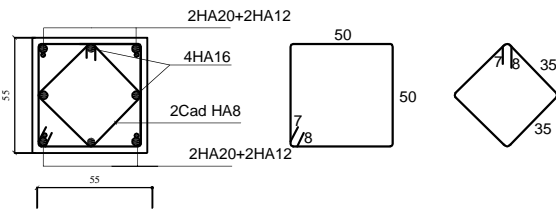
Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A



Note:

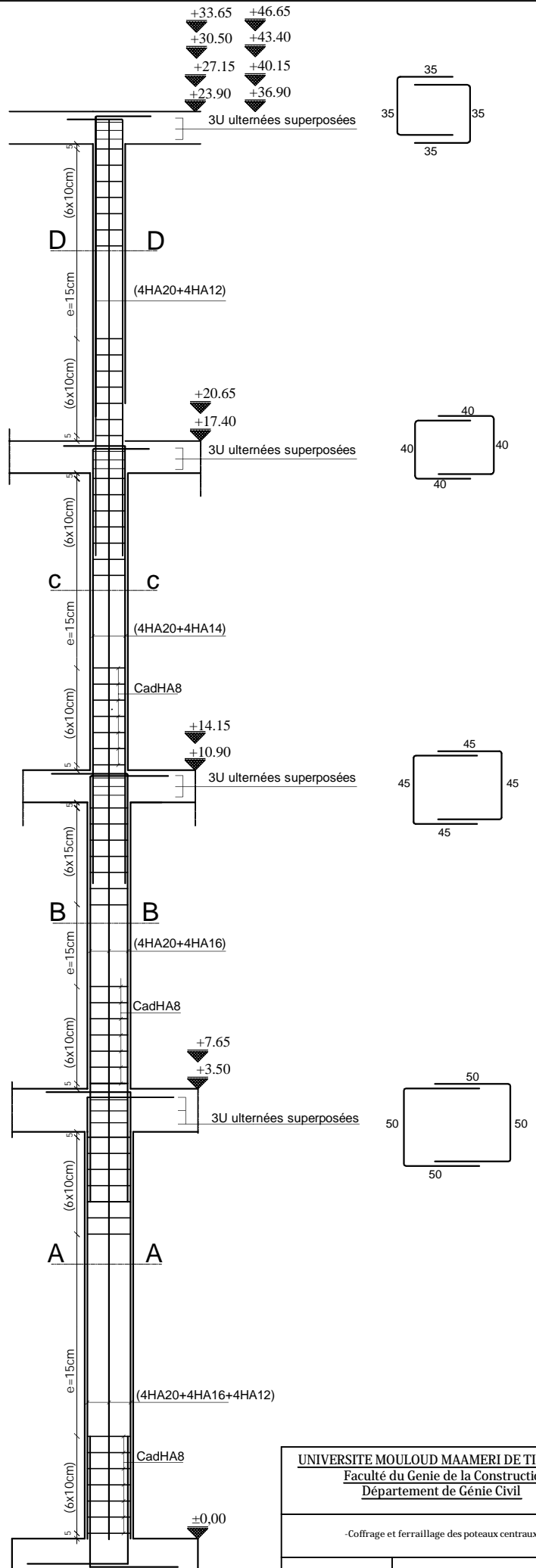
- Zone I : RDC 1^{er} étages
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} étages
- Zone III: 4^{ème}, 5^{ème} étages
- Zone III: 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}, 12^{ème} étages
- La longueur de recouvrement = 80 cm

Zone IV

Zone III

Zone II

Zone I



-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEAUX CENTRAUX-

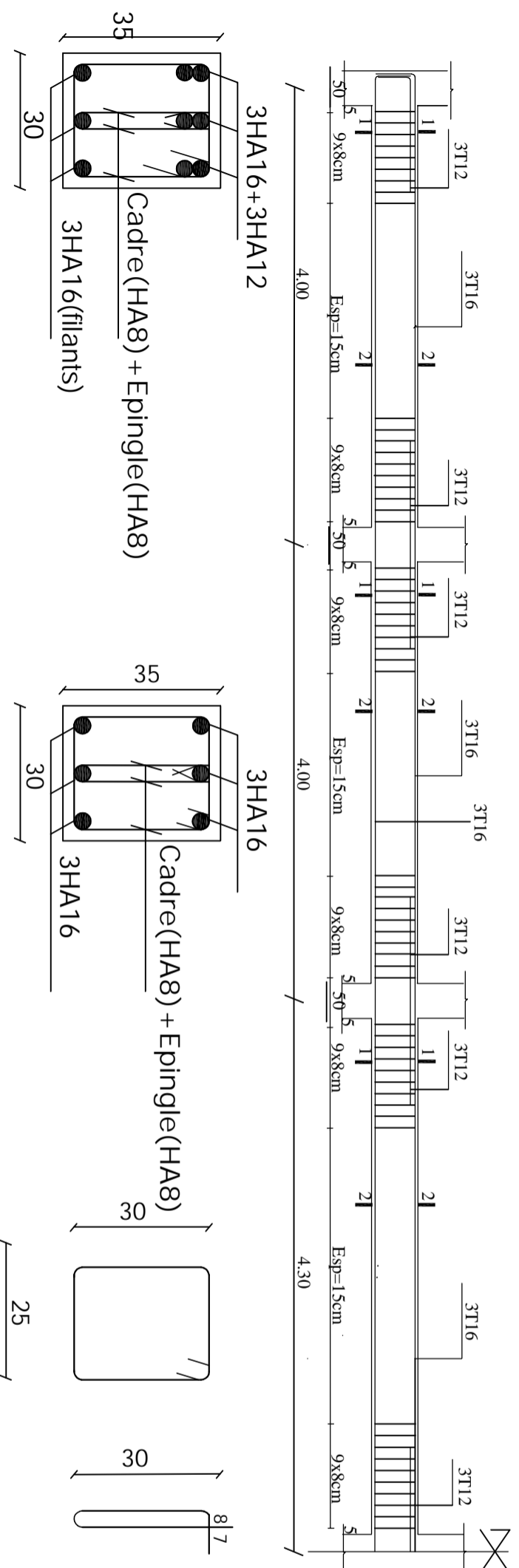
UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Genie Civil

-Coffrage et ferrailage des poteaux centraux-

Présenté par:

Melle: BELFAKED Tanous
Mr: AIT ZIANE Lyes

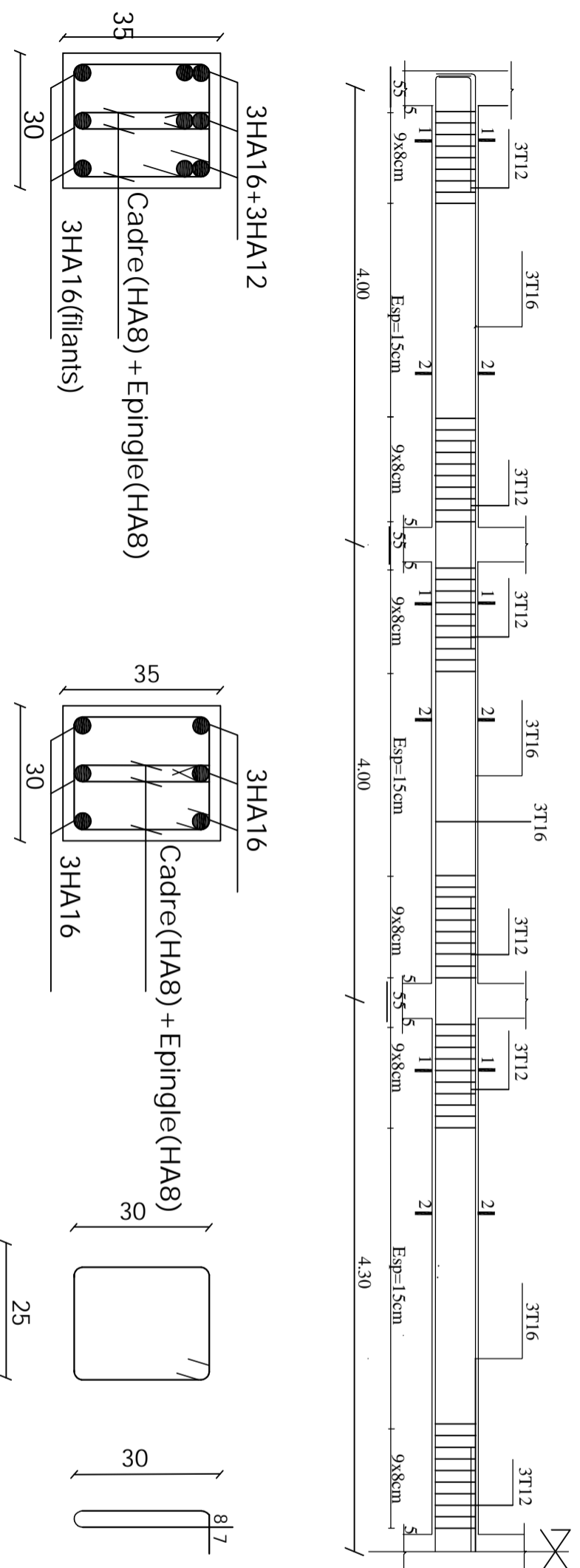
Coff- Et Ferr- Des poutres SECONDAIRES (30X35) ZONE II (1er 2ème étages)



coupe 1-1

coupe 2-2

Coff- Et Ferr- Des poutres SECONDAIRES (30X35) ZONE I (sous sol et rdc)



coupe 1-1

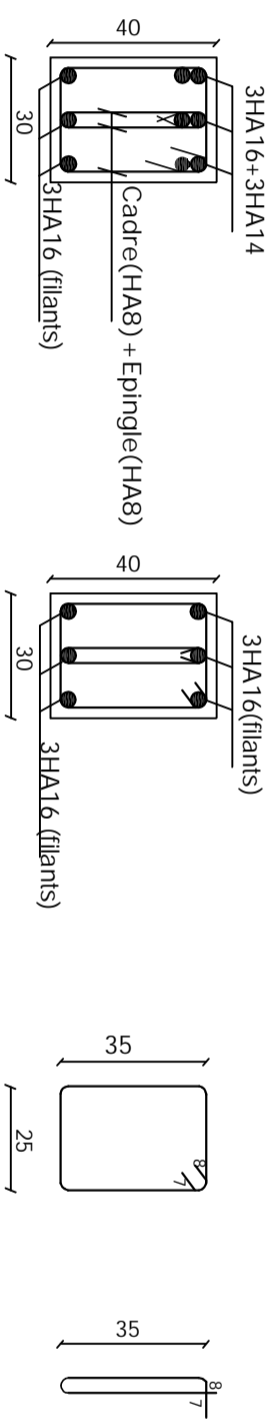
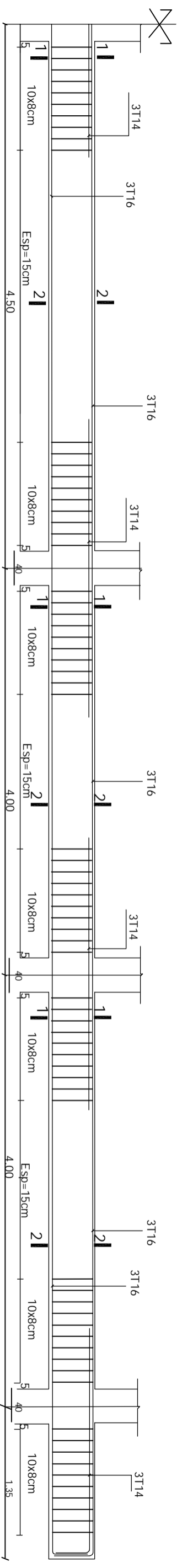
coupe 2-2

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage des poutres secondaires

Présenté par: Melle: BELFAKED Tloues
 Mr: AIT ZIANE Lyes
 Encadré par: Mme: HADDAD MALER O

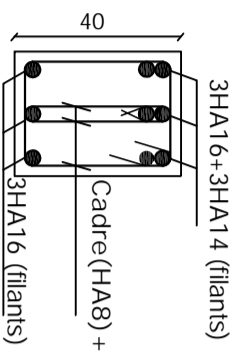
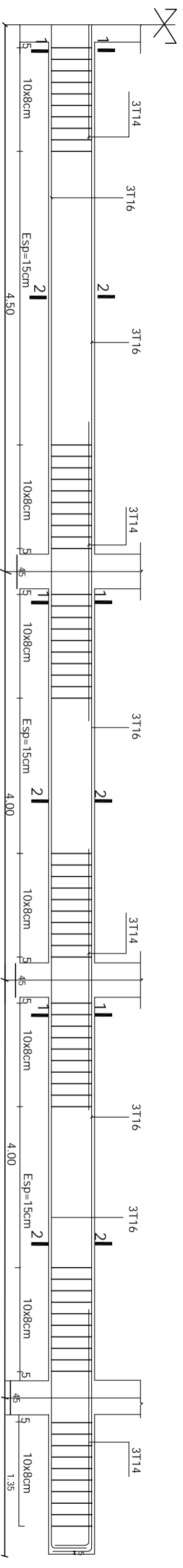
Coffrage Et Ferrailage Des poutres PRINCIPALES (30X40) ZONE IV (5,6,7,8,9,10,11,12,ème étages)



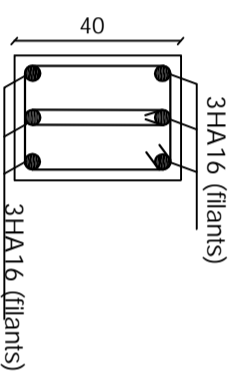
coupe 1-1

coupe 2-2

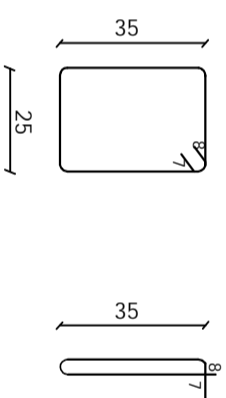
Coffrage et Ferrailage Des poutres PRINCIPALES (30X40) ZONE III (3ème 4ème étages)



coupe 1-1



coupe 2-2

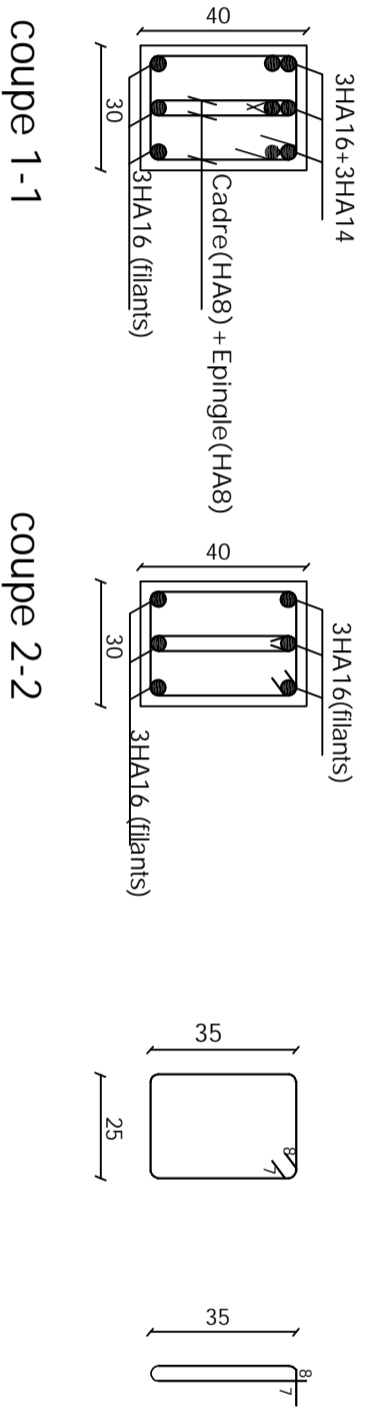
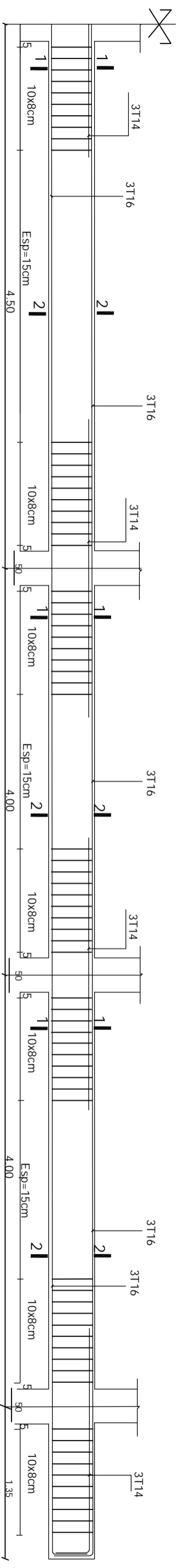


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERLI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

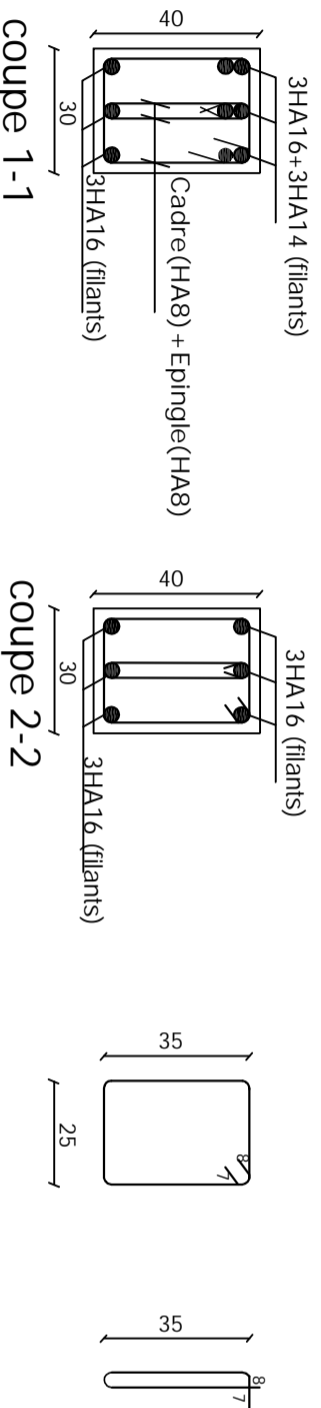
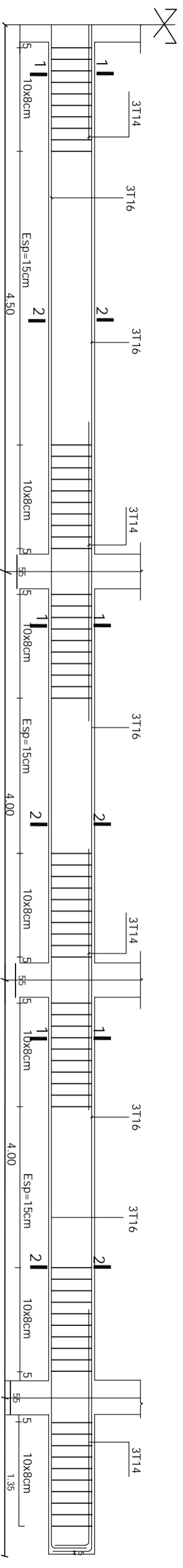
-Coffrage et ferrailage des poutres principales

Présenté par: Melle: BHI FAKEDJ Tanous Mr: AIT ZANE Lyes	Encadré par: Mme: HADJADJ MALEK O
--	--------------------------------------

Coffrage et Ferrailage Des poutres principales (30X40) ZONE II (1er 2ème étages)



Coffrage et Ferrailage Des poutres PRINCIPALES (30X40) ZONE I (sous sol et rdc)

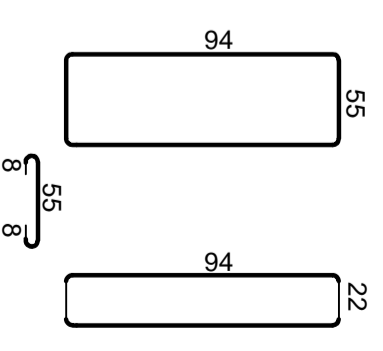
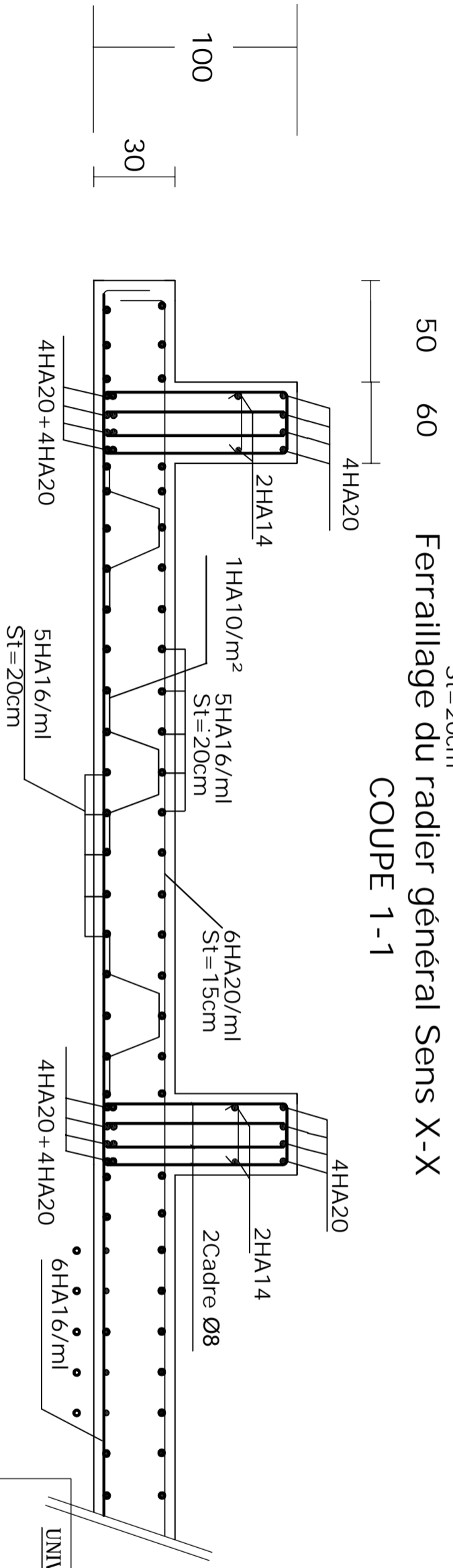
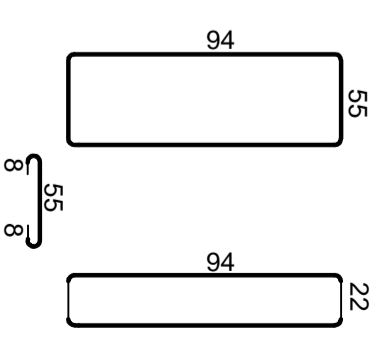
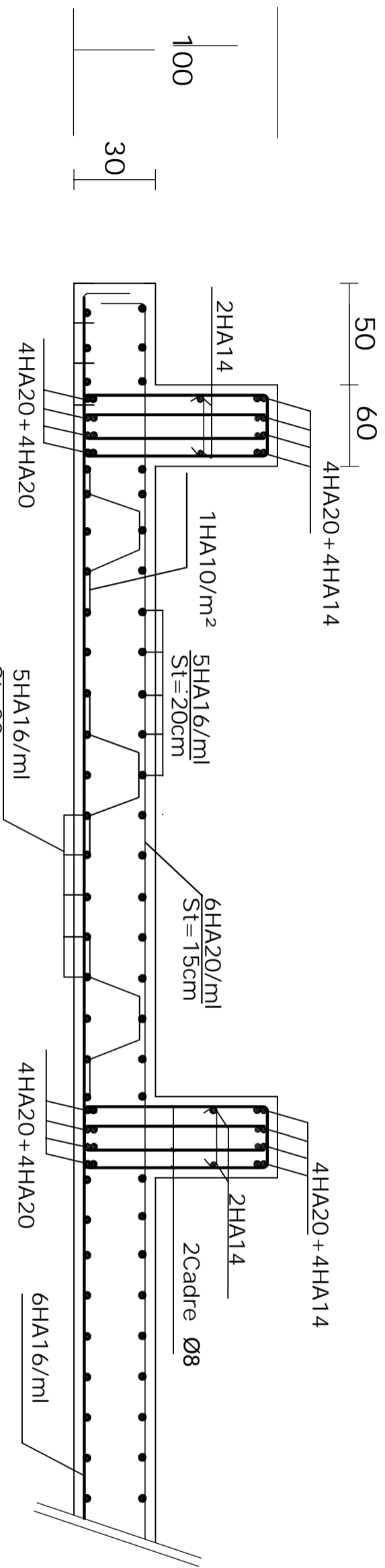
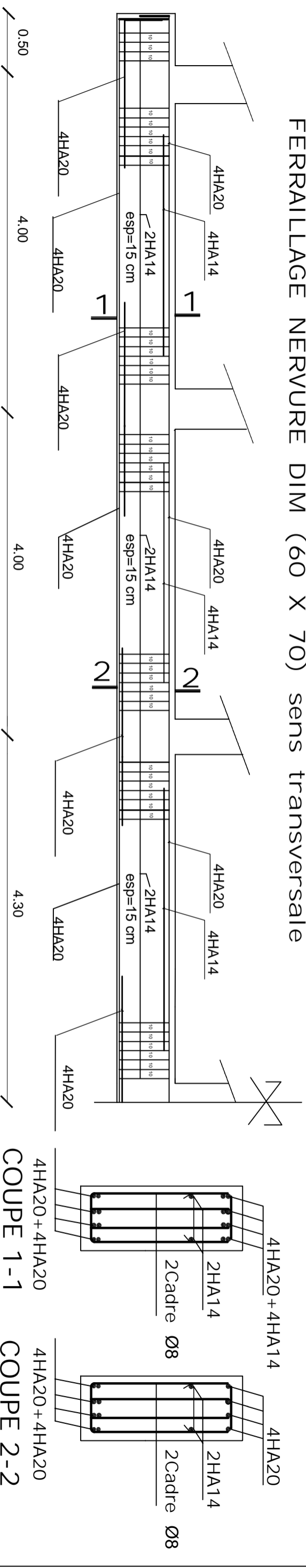


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERLI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage des poutres principales

Présenté par: Melle: BHI FAKEDJ Tanous
 Mr: AIT ZANE Lyes
 Encadré par: Mmc: HADJADJ MALEK O

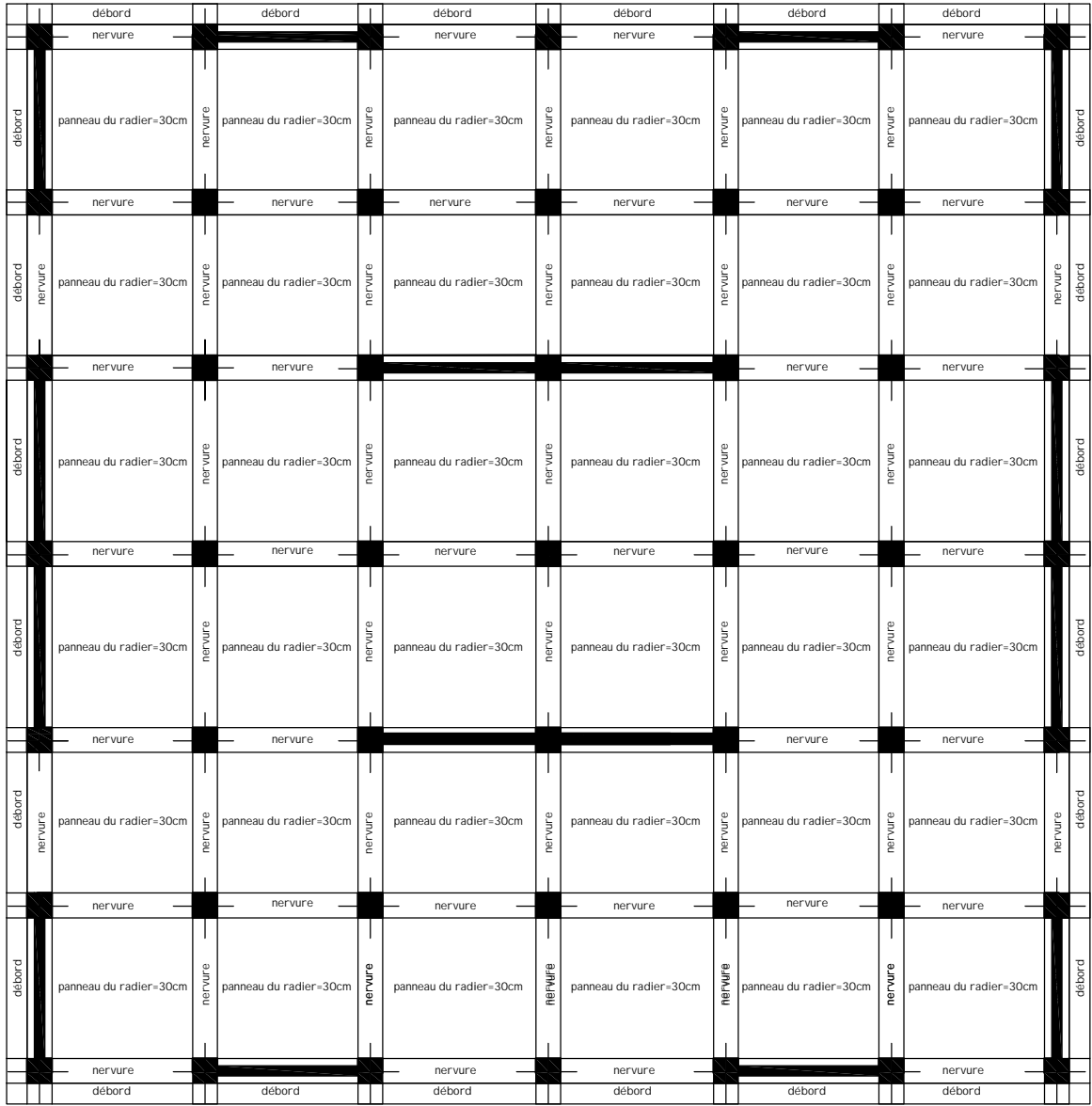
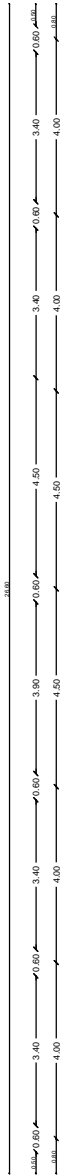
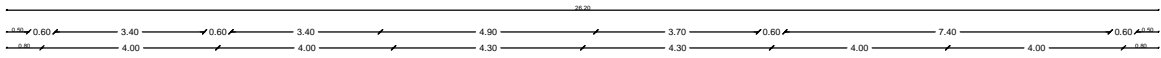
FERRAILLAGE NERVURE DIM (60 X 70) sens transversale



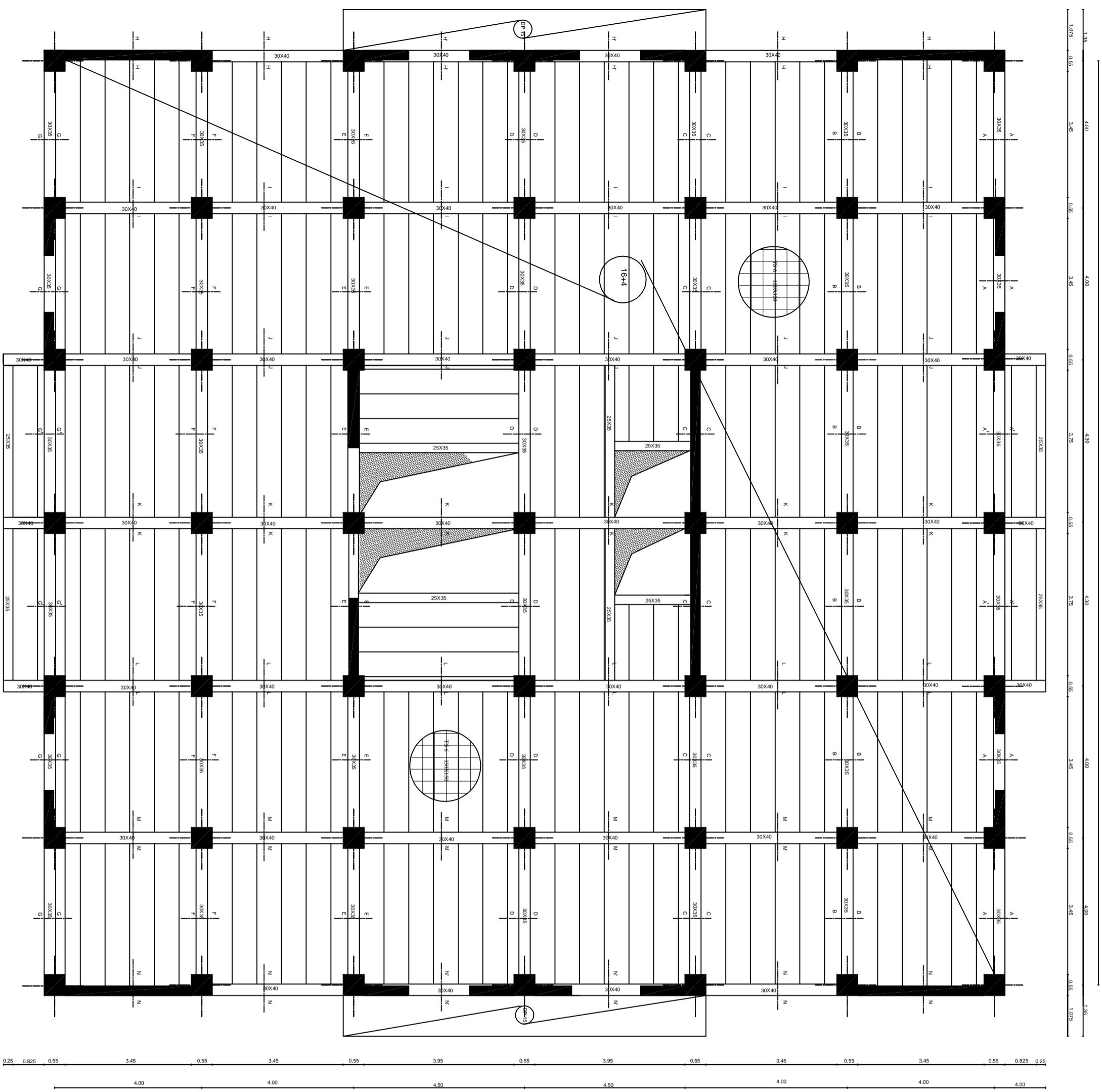
Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 1-1

Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 2-2

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Genie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Ferrailage du radier général	
Présenté par:	Melle: BELFAKED Taoues Mr AIT ZIANE Lyes
Encadré par:	Mme: HEDDAD MALEK O



plan fondation



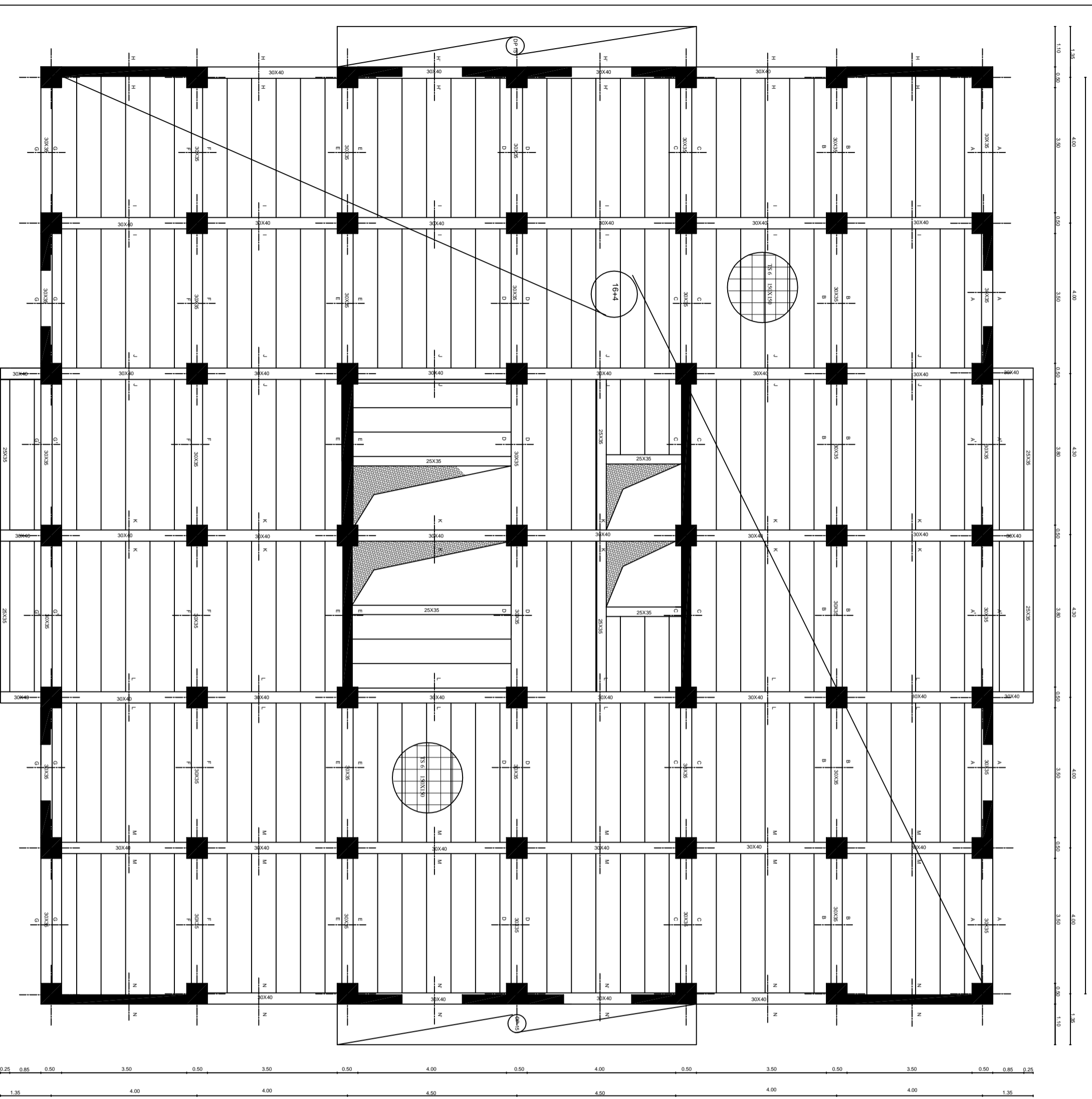
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

le coffrage et ferrillage du plancher du RDC

Présenté par: Melle: BELFAKED Trounes
 M. AIT ZIANE Lyas

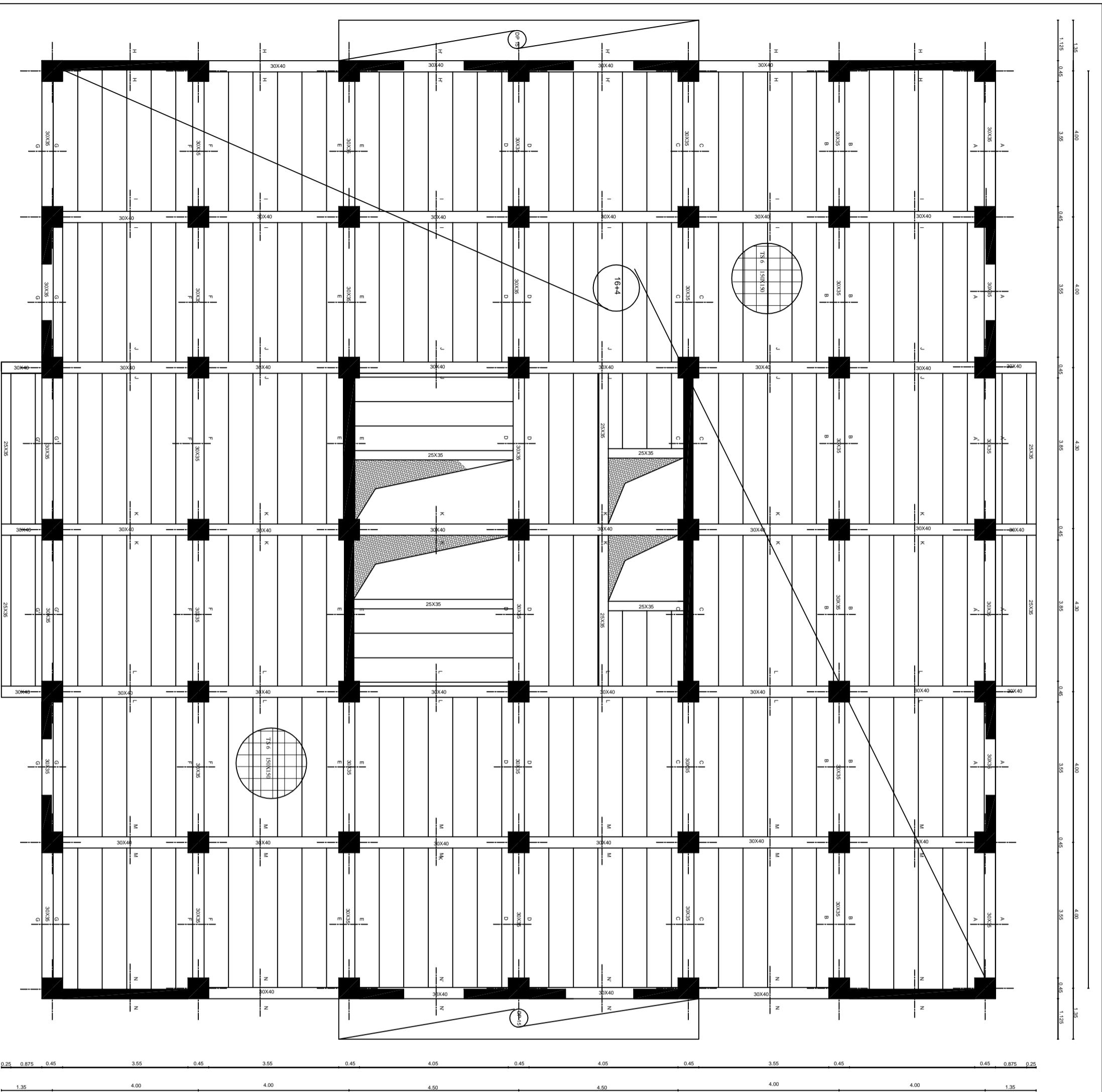
Encadré par: Mme: HADDAD-MALEK O.

Coupe A-A	Coupe A-A	Coupe B-B	Coupe B-B
Coupe C-C	Coupe C-C	Coupe D-D	Coupe D-D
Coupe E-E	Coupe E-E	Coupe F-F	Coupe F-F
Coupe G-G	Coupe G-G	Coupe H-H	Coupe H-H
Coupe I-I	Coupe I-I	Coupe J-J	Coupe J-J
Coupe K-K	Coupe K-K	Coupe L-L	Coupe L-L
Coupe M-M	Coupe M-M	Coupe N-N	Coupe N-N
Coupe 1-1	Coupe 1-1	Coupe 2-2	Coupe 2-2
Coupe 3-3	Coupe 3-3	Coupe 4-4	Coupe 4-4
Coupe 5-5	Coupe 5-5	Coupe 6-6	Coupe 6-6

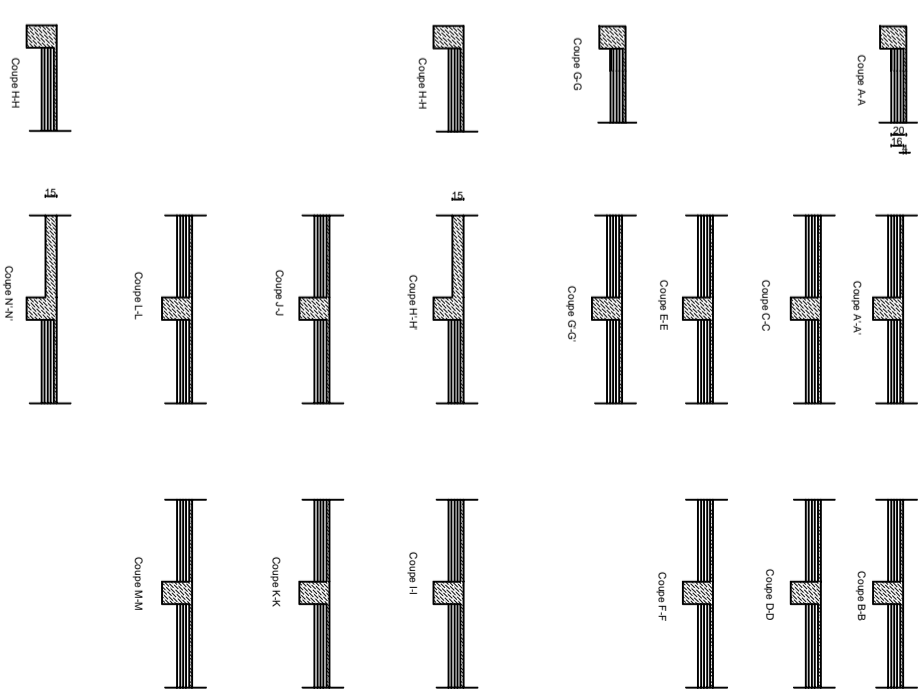


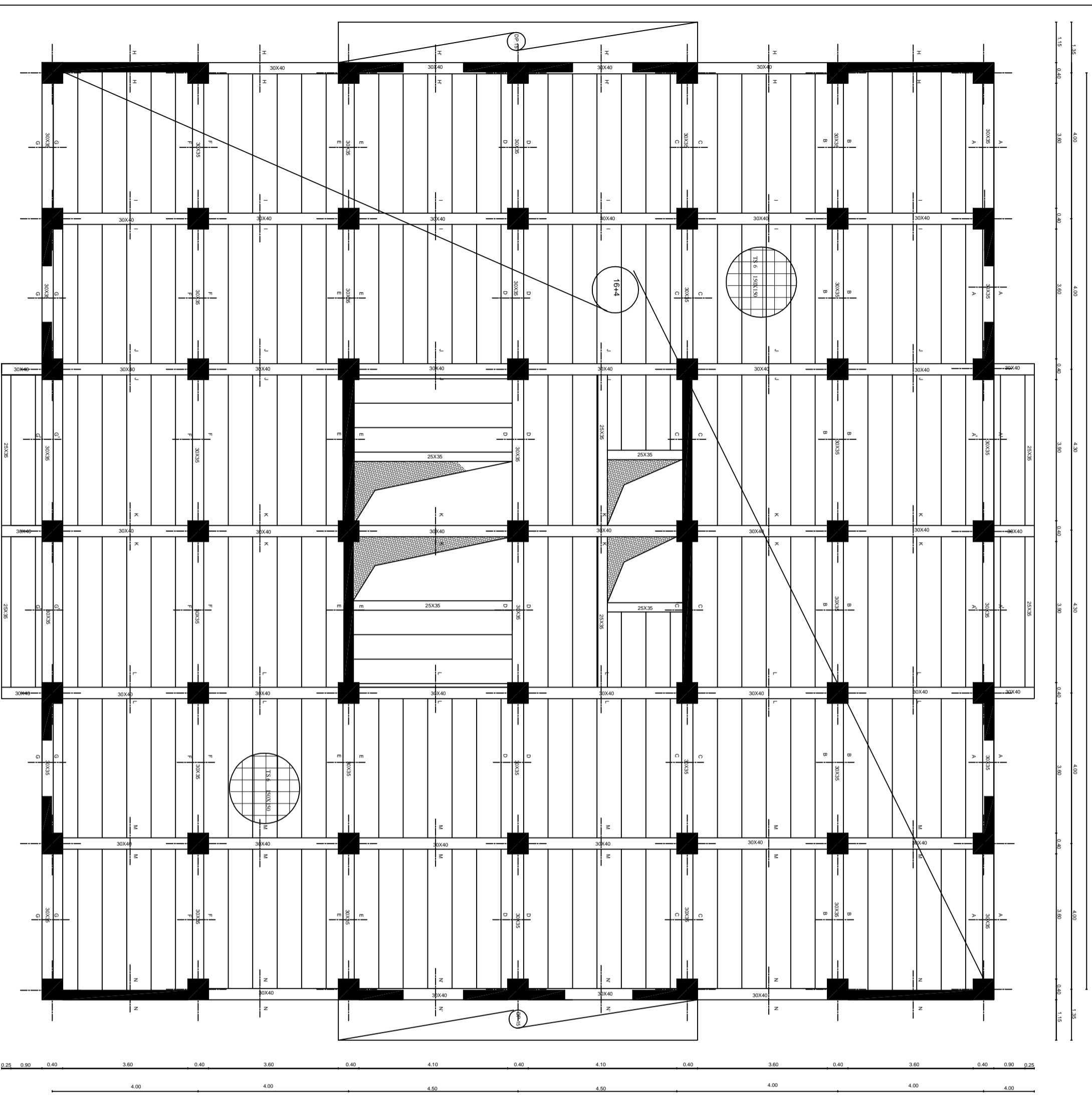
<p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil</p> <p style="text-align: center;">Le coffrage et l'armillage du plancher du 1er et 2ème étage</p>	
<p>Présenté par: Mme BELBRAKED Taouss M. AIT ZIANE Lyes</p>	<p>Encadré par: Mme HADDAD-MALEK O.</p>

Coupe A-A	Coupe A'-A'	Coupe B-B	Coupe D-D	Coupe F-F	Coupe H-H	Coupe I-I
Coupe G-G	Coupe G'-G'	Coupe E-E	Coupe C-C	Coupe J-J	Coupe H'-H'	Coupe K-K
Coupe M-M	Coupe M'-M'	Coupe L-L	Coupe N-N	Coupe J'-J'	Coupe I'-I'	Coupe L'-L'
Coupe H-H	Coupe H'-H'	Coupe N-N	Coupe N'-N'	Coupe M-M	Coupe M'-M'	Coupe I-I



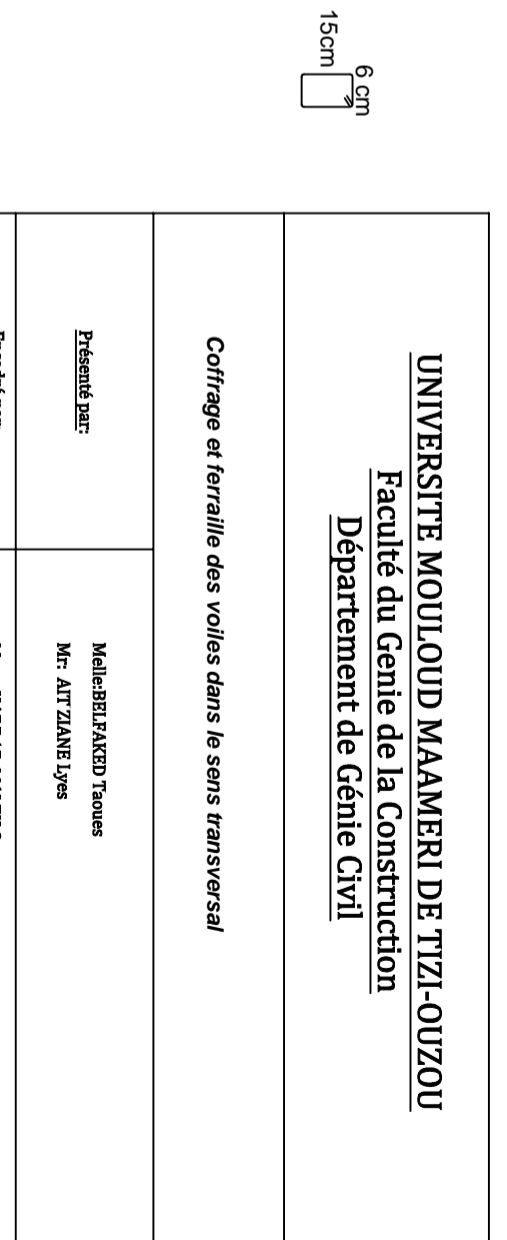
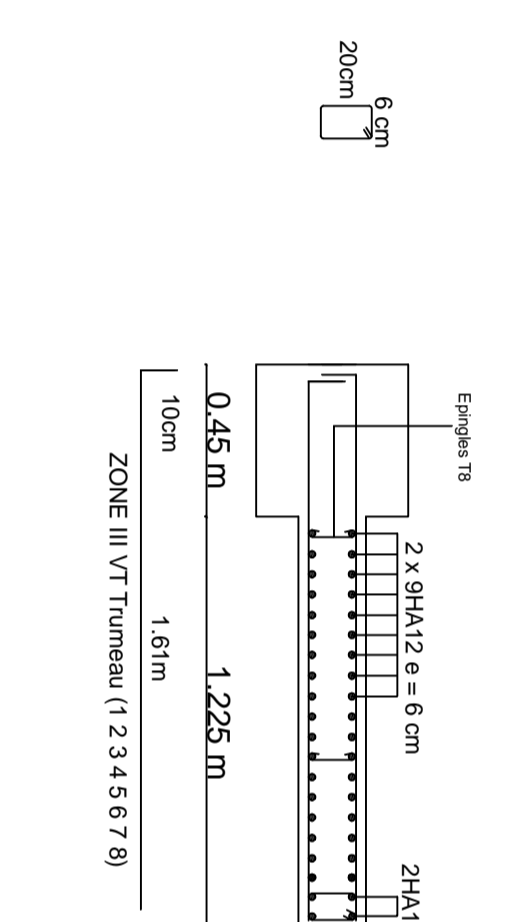
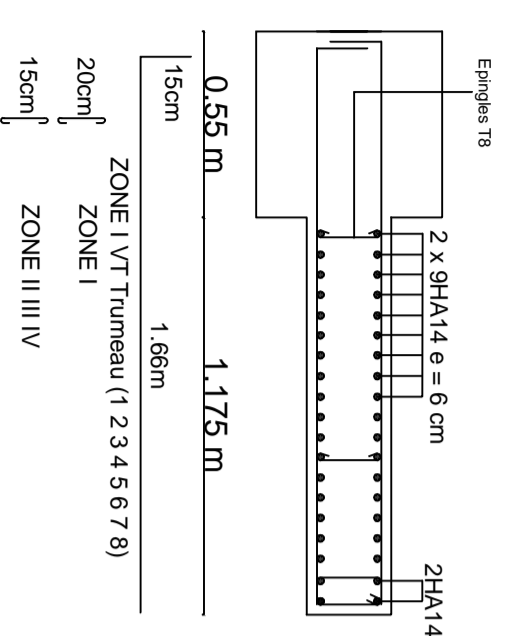
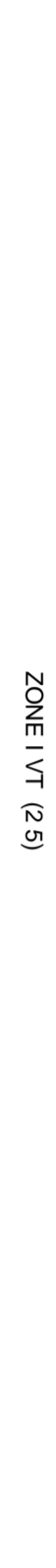
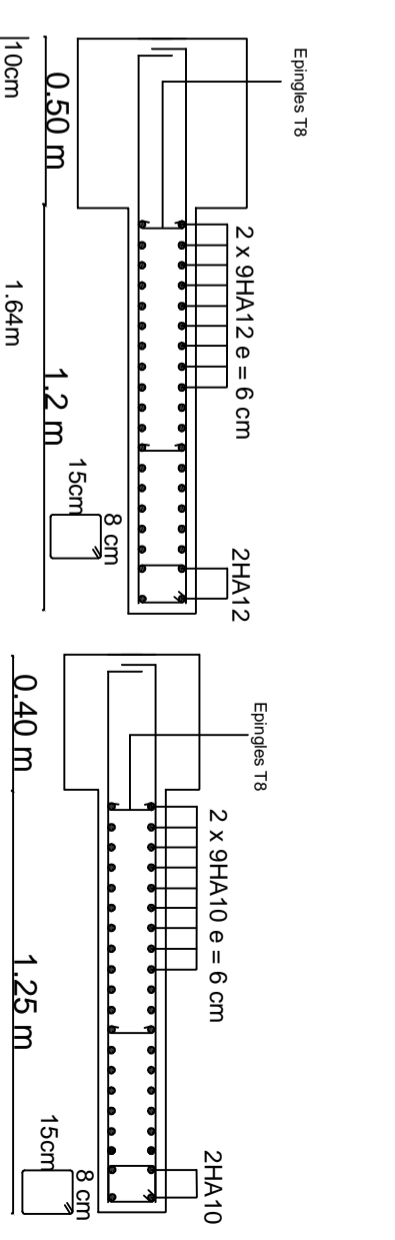
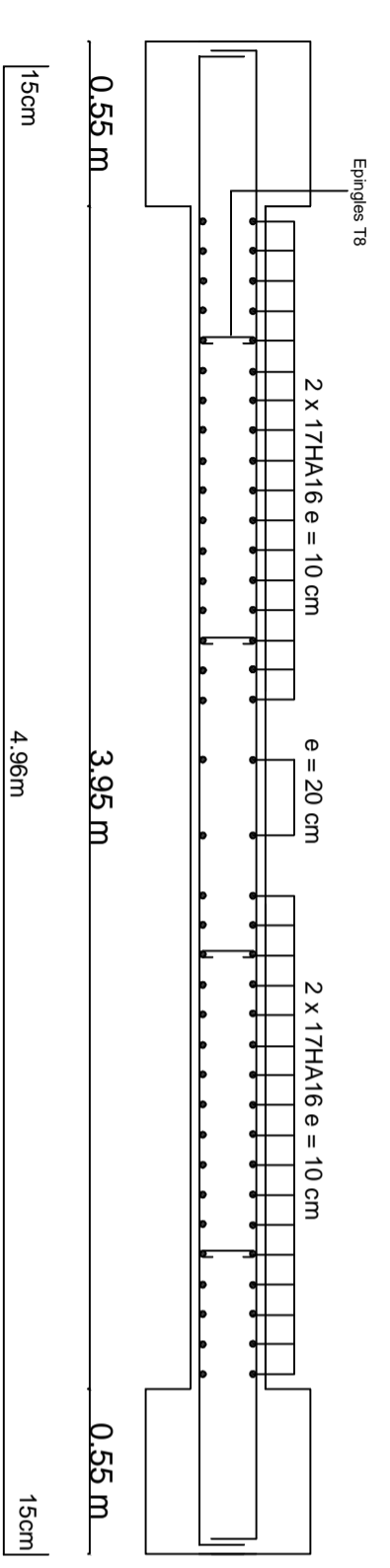
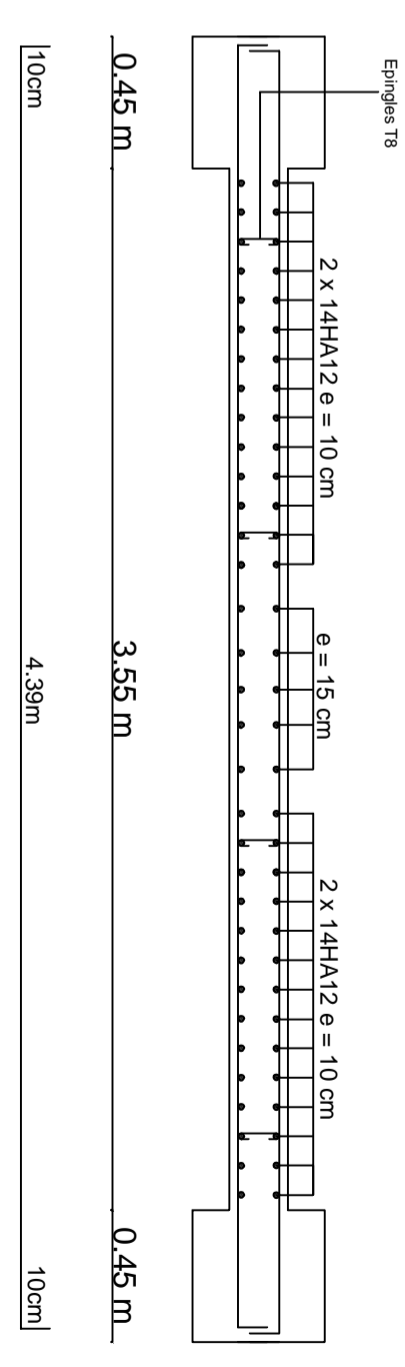
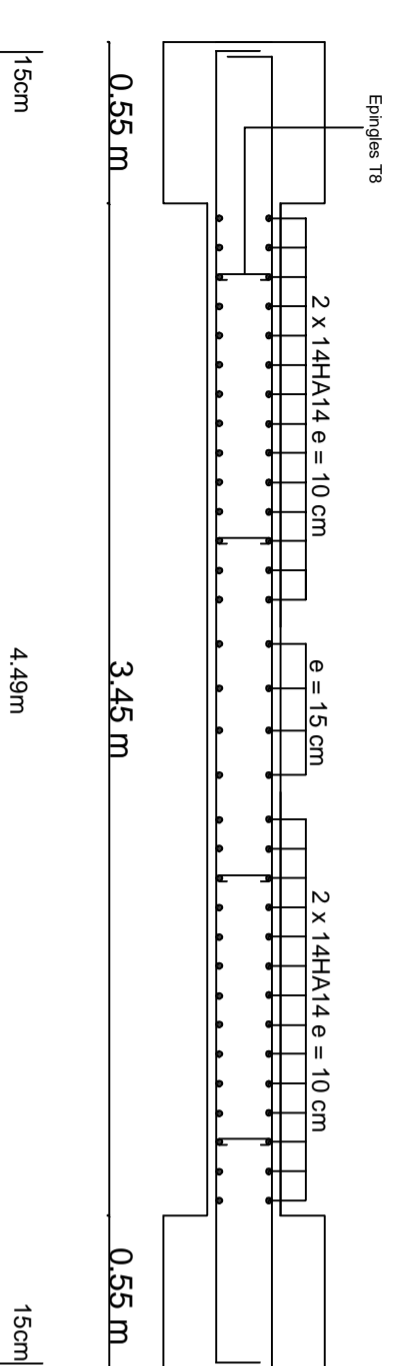
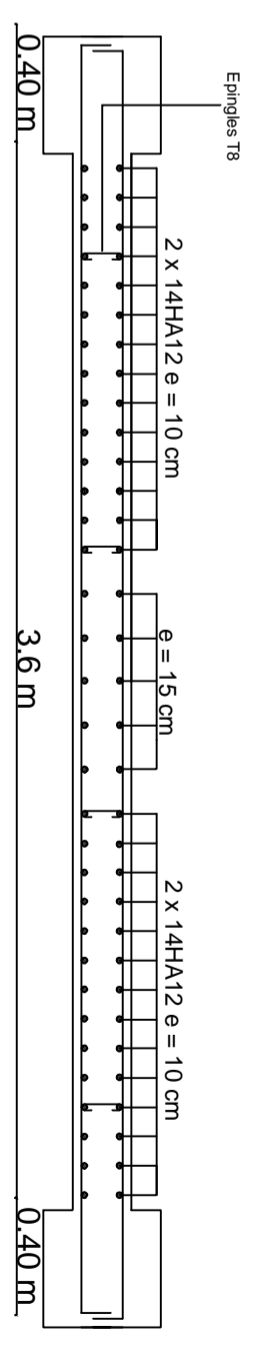
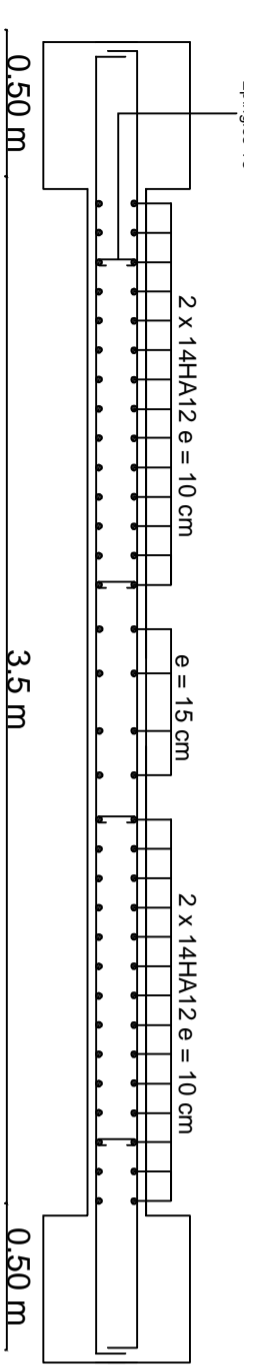
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
le coffrage et ferrillage du plancher du 3ème et 4ème étages	
Présenté par: Melle:BELFAKED Traoues Mr: AIT ZIANE Lyes	Encadré par: Mme: HADDAD-MAILK O.





<p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil</p>	
<p>Le collage et ferrillage du plancher de Seme et étene et Zone Béme 9ème 10ème 11ème</p>	
<p>Présenté par Mlle BELRAKED Teoues M. AT ZIANE Lyes</p>	<p>Baccalauréat Mme HADDAOU MAALIC O.</p>

<p>Coupe A-A</p>	<p>Coupe A-A'</p>	<p>Coupe B-B</p>
<p>Coupe C-C</p>	<p>Coupe C-C'</p>	<p>Coupe D-D</p>
<p>Coupe E-E</p>	<p>Coupe E-E'</p>	<p>Coupe F-F</p>
<p>Coupe G-G</p>	<p>Coupe G-G'</p>	<p>Coupe H-H</p>
<p>Coupe H-H'</p>	<p>Coupe I-I</p>	<p>Coupe I-I'</p>
<p>Coupe J-J</p>	<p>Coupe J-J'</p>	<p>Coupe K-K</p>
<p>Coupe L-L</p>	<p>Coupe L-L'</p>	<p>Coupe M-M</p>
<p>Coupe N-N</p>	<p>Coupe N-N'</p>	<p>Coupe H-H</p>

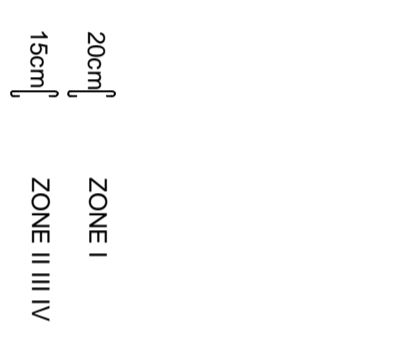
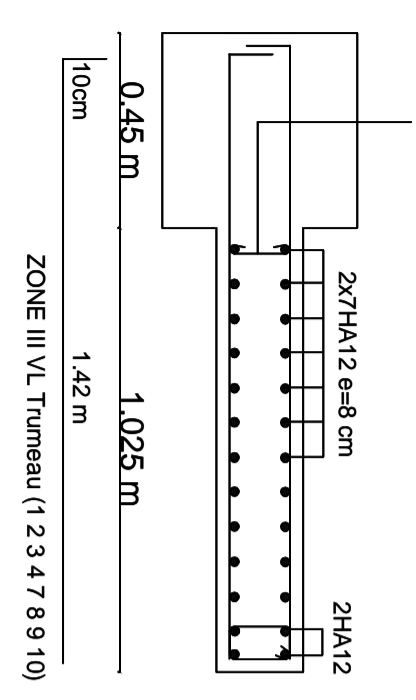
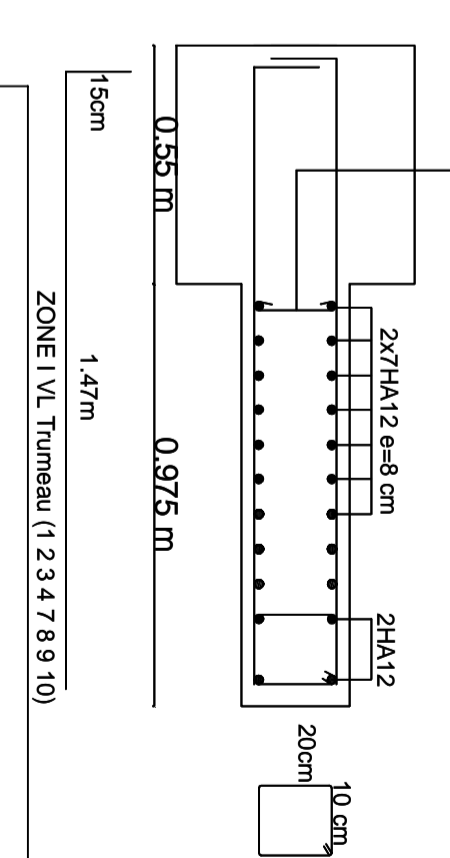
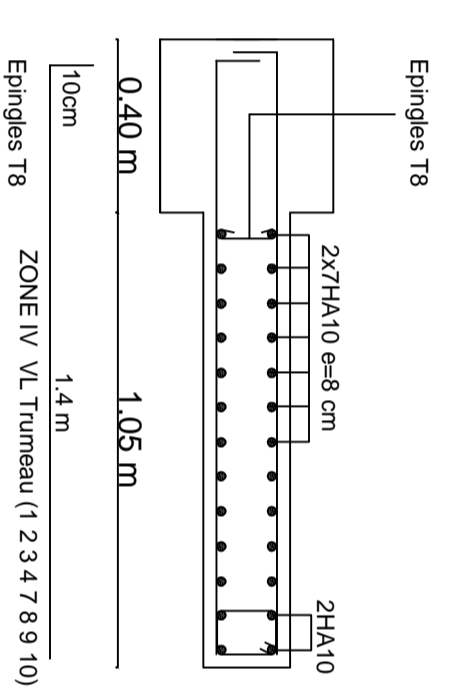
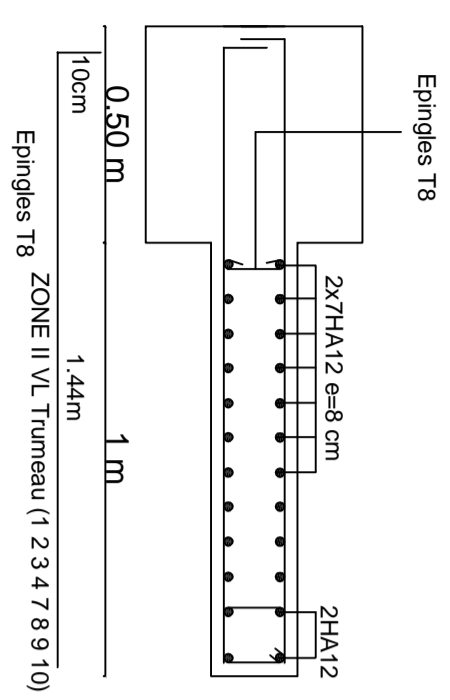
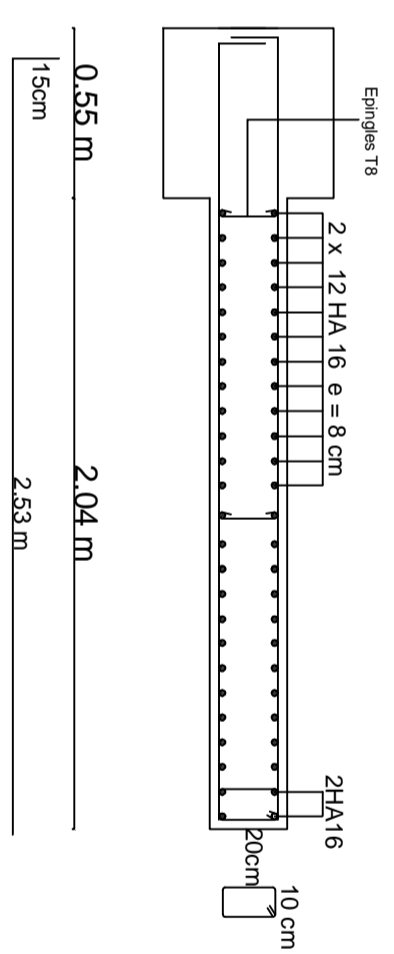
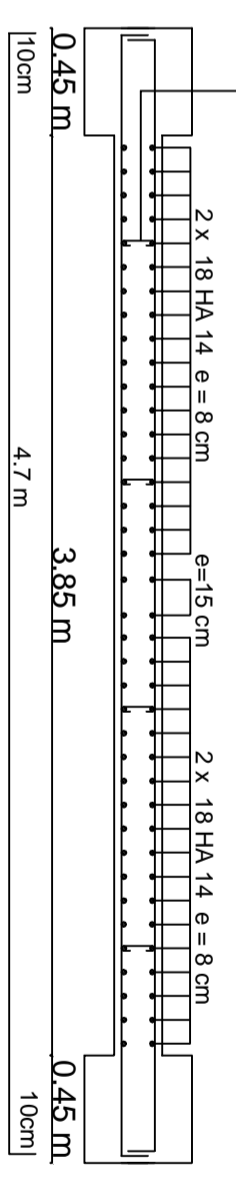
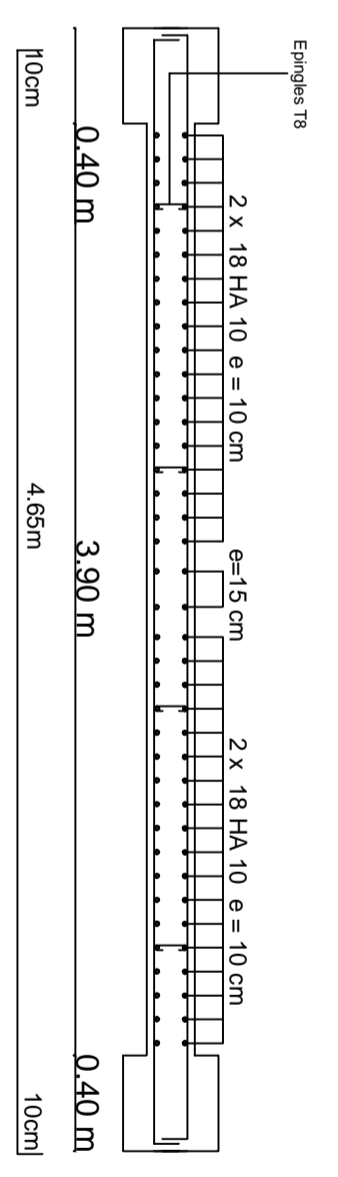
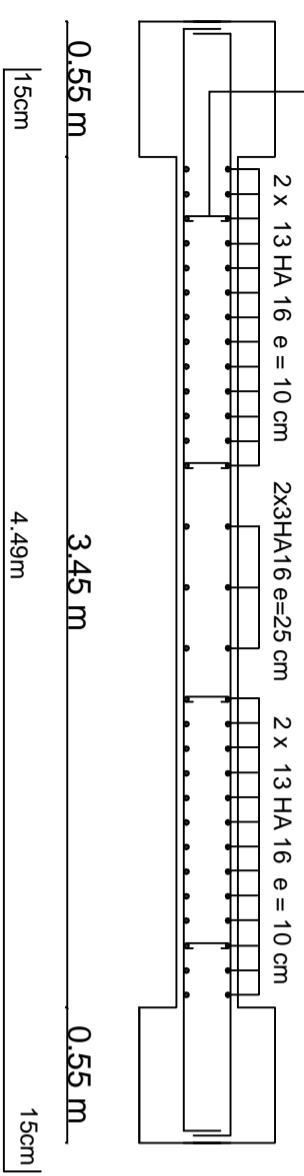
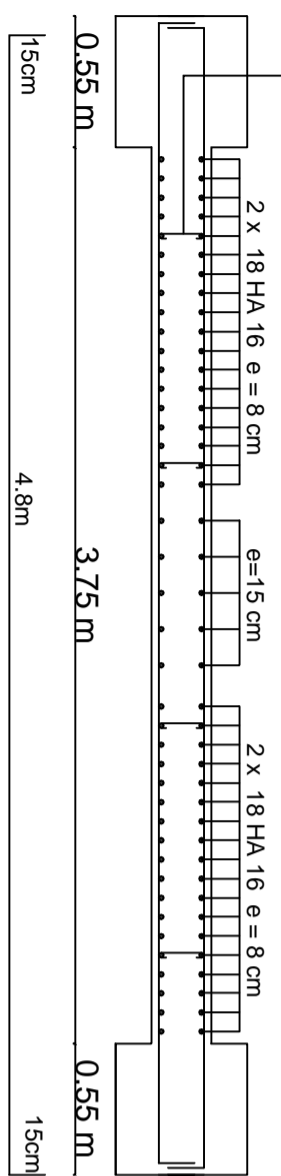
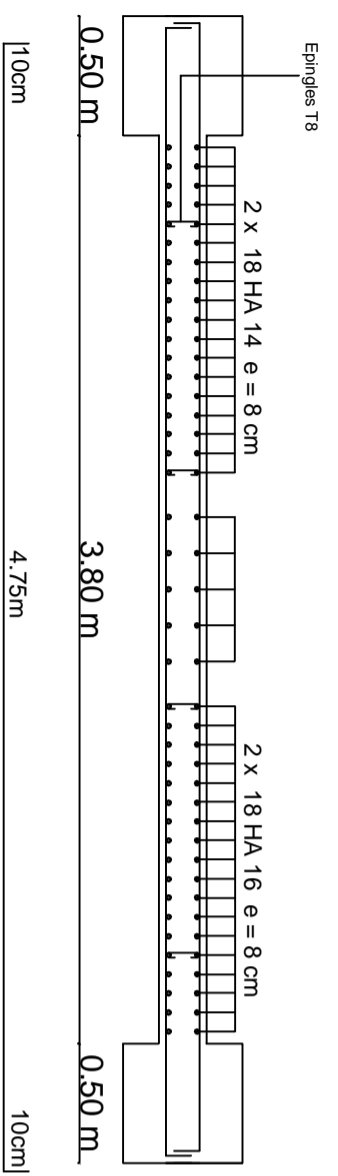


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

Coffrage et ferraille des voiles dans le sens transversal

Présenté par: **Melle: BELFAKED Taoues**
 Mr: **AIT ZIANE Lyes**

Encadré par: **Mme: HADDAD-MALEK O.**

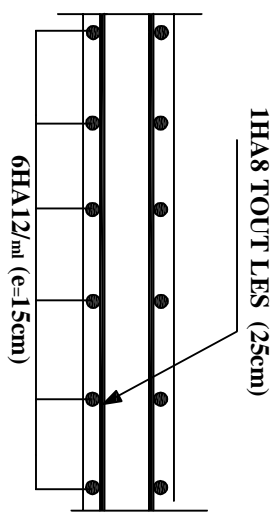


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

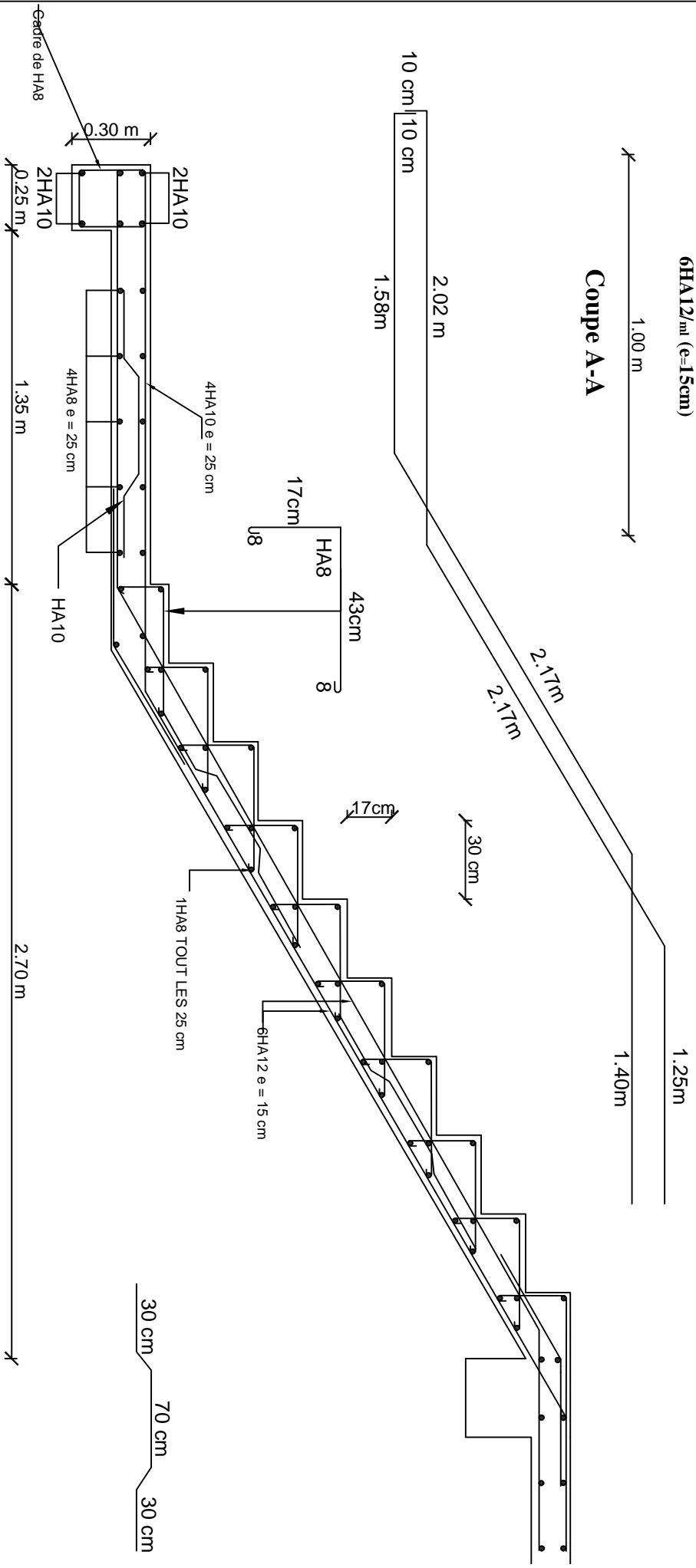
Coffrage et ferraille des voiles dans le sens longitudinal

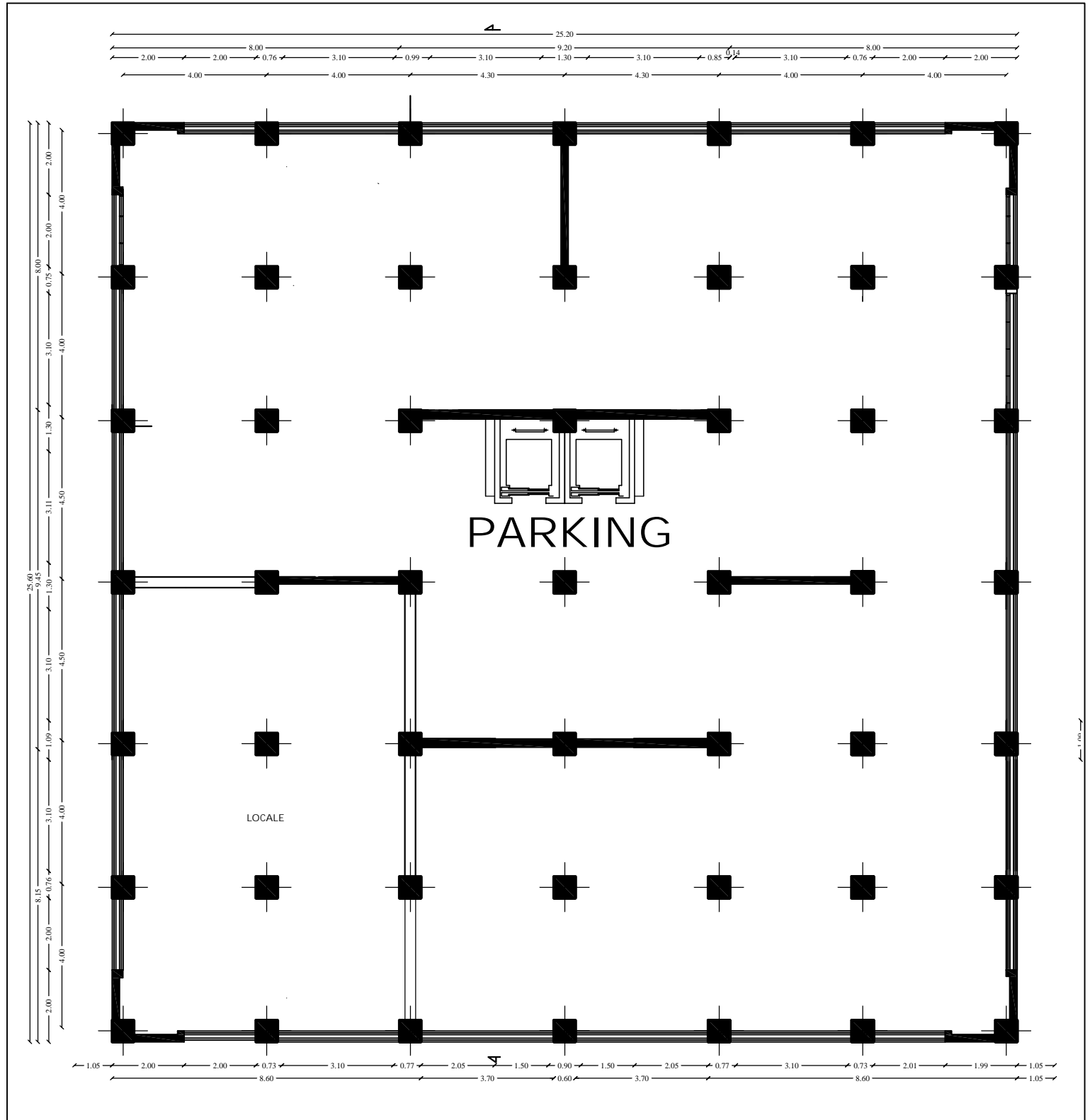
Présenté par: Melle:BELFAKED Taoues
 Mr: AIT ZIANE Lyes

Encadré par: Mme: HADDAD-MALEK O.

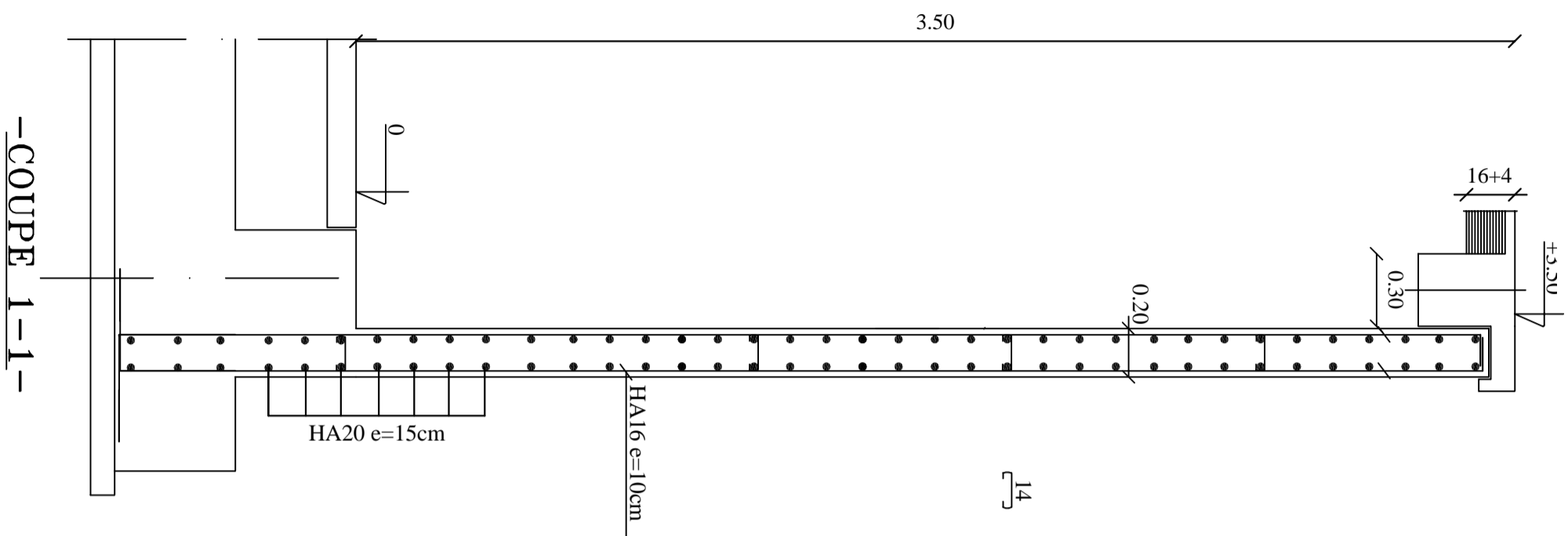


Coupe A-A

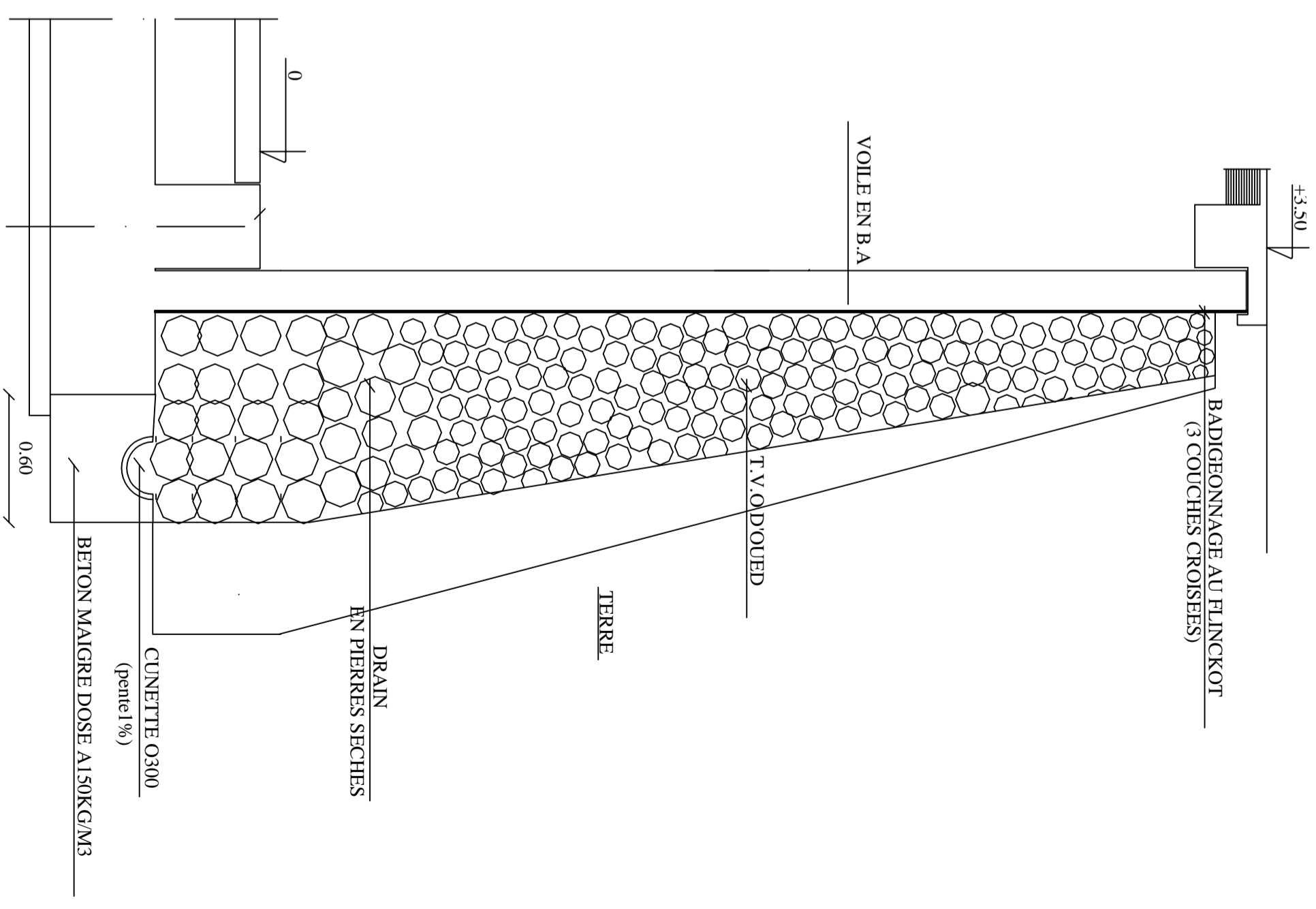
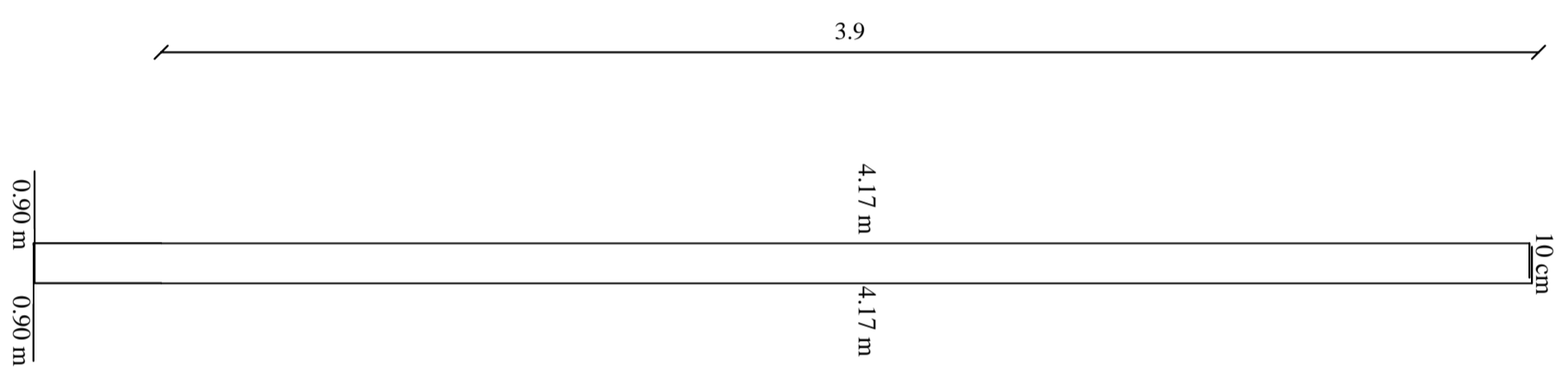




plan SOUS SOL



-COUPE 1-1-



-DETAIL DRAINAGE-

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste. Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir: « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

Bibliographie

- 📖 Règles parasismiques algériennes ; Document Technique Réglementaire DTR BC.2.48 MHU/ Edition CGS 2003.
- 📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états –limites ; DTU P 18-702/ Février 2000.
- 📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d’exploitation.
- 📖 Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros oeuvre (H. RENAUD) ; Edition FOUCHER/Février 2005.
- 📖 Conception et calcul des structures en béton armé (Henry THONIER).
- 📖 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI) ; Edition 2.03.1430 Réimpression 1996.
- 📖 Formulaire du béton armé tome1 et tome2 (Victor DAVIDOVICI) ; Edition LE MONITEUR (1996-1997).
- 📖 [Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ; tome2.
- 📖 Mémoires de fin d’études des promotions précédentes.
- 📖 Cours et TD de spécialité.