



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE 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 master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment(R+6) à usage d'habitation
et Commercial, contreventé par Voiles et
portiques (Modélisé avec ETABS)

Etudié par:

M^r. SAADI Hamza

M^r.HADDOUCHE Arab

Dirigé par :

M^{me} SAIB

Année 2018/2019

Remerciements

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Tous nos infinis remerciements à notre promoteur M^{me} : SAIB pour son aide, ses orientations et ces précieux conseils tout le long de notre travail

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis

Enfin, nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

A mes chers frères Rabah, Fares

A ma chère sœur Ounissa

A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE ET MA GRAND-MERE

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*

À MES AMIS DE TOUJOURS :

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, ET TOUTE LA
PROMOTION 2019 GENIE CIVIL M2-CCI.*

Arab Haddouche

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

A MES SŒURS, YASMINE ET ASMAA

A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE ET MA GRAND-MERE

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*

À MES AMIS DE TOUJOURS :

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, ET TOUTE LA
PROMOTION 2019 GENIE CIVIL M2-CCI.*

Hamza Saadi

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.....11

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III-1- Acrotère..... 24

III-2- Plancher..... 32

III-3- Balcon..... 51

III-4- Escalier et poutre palière.....58

III-5- Salle machine.....88

Chapitre IV : Modélisation et vérification.....97

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V-1- Ferrailage des poteaux.....125

V-2- Ferrailage des poutres.....141

V-3- Ferrailage des voiles.....150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure166

Conclusion générale

Plans d'exécution

Bibliographie

Introduction Genarale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant :

- La stabilité de l'ouvrage.
- L'économie
- Le confort
- L'esthétique.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+6) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

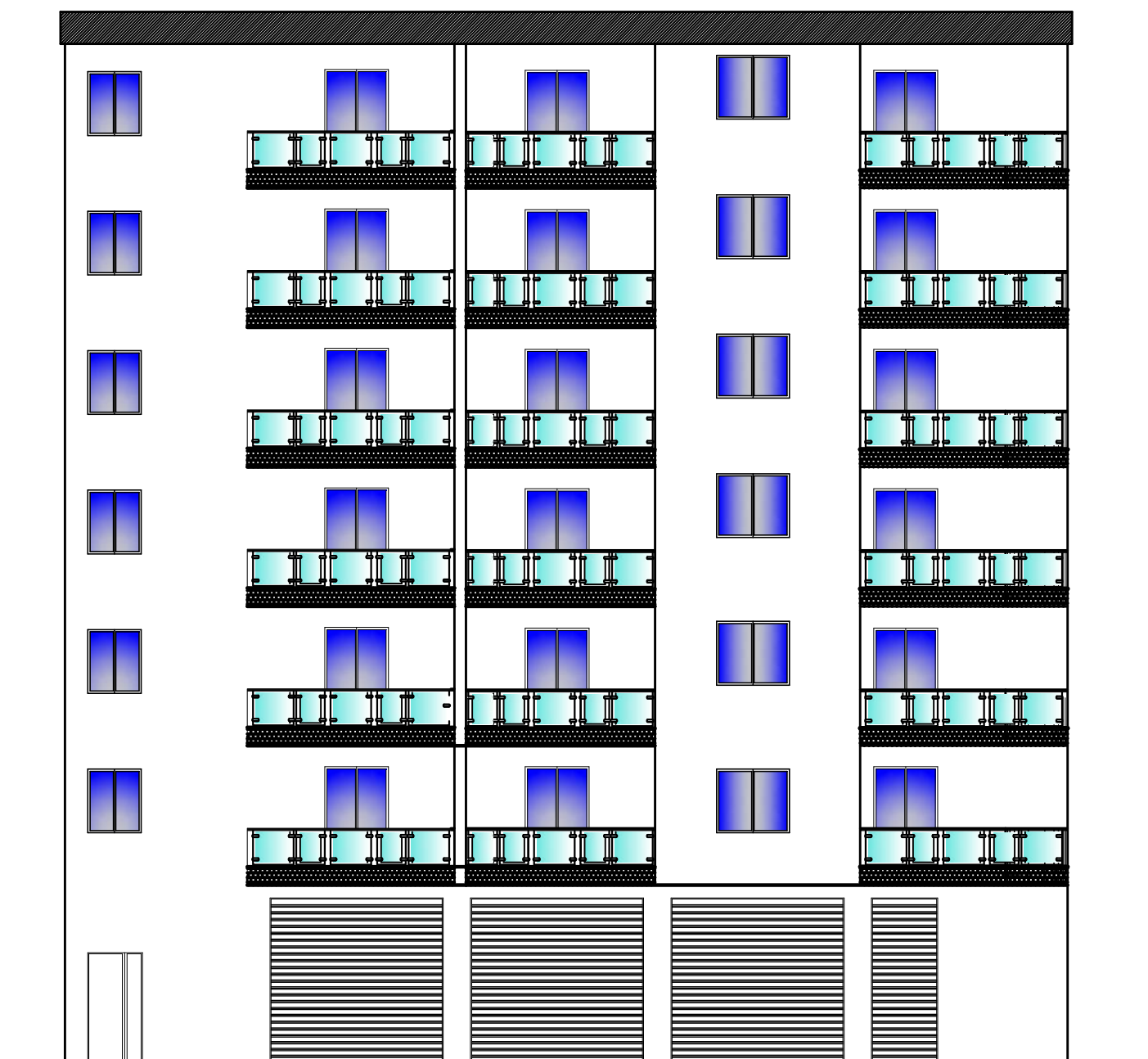
C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers ...).

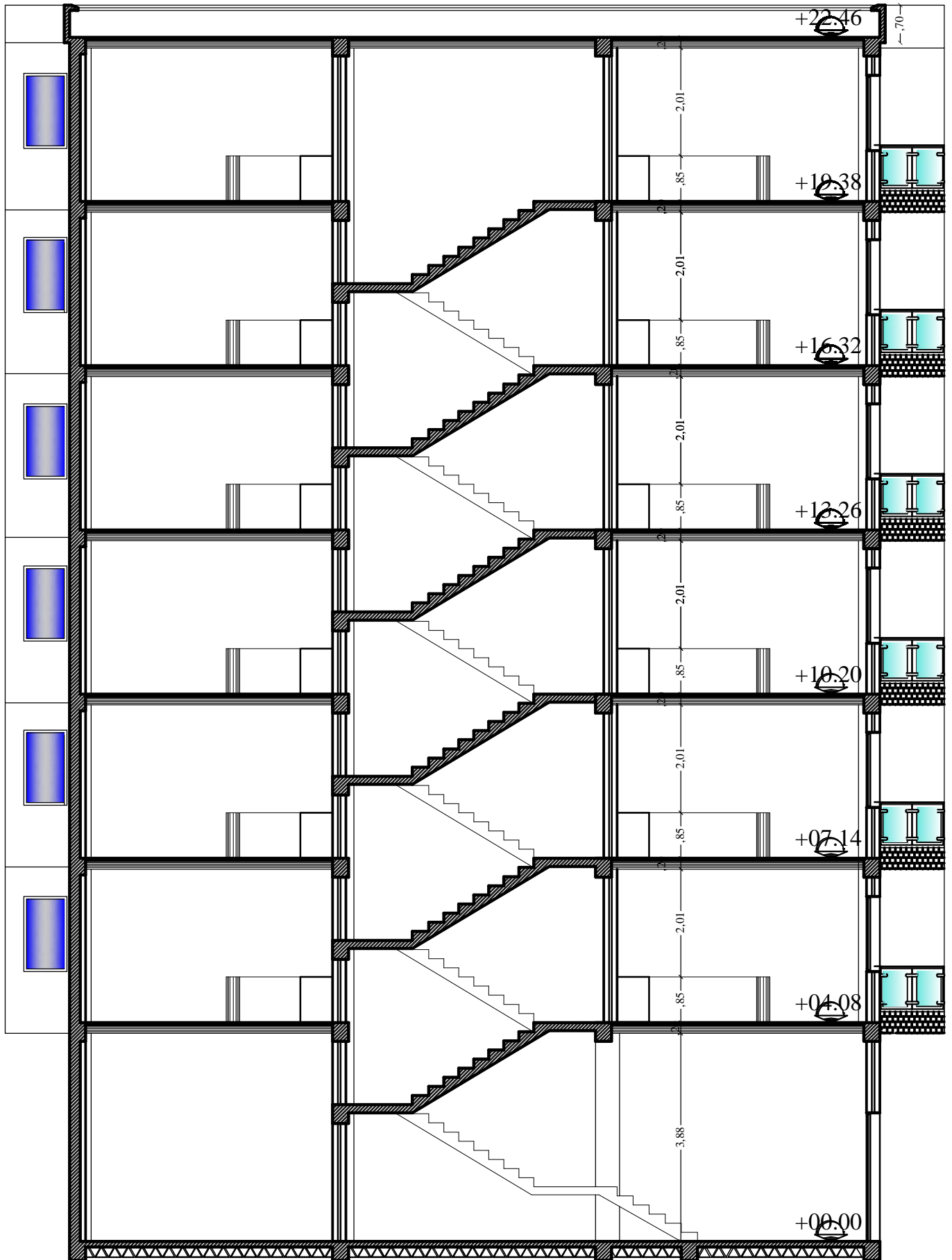
Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

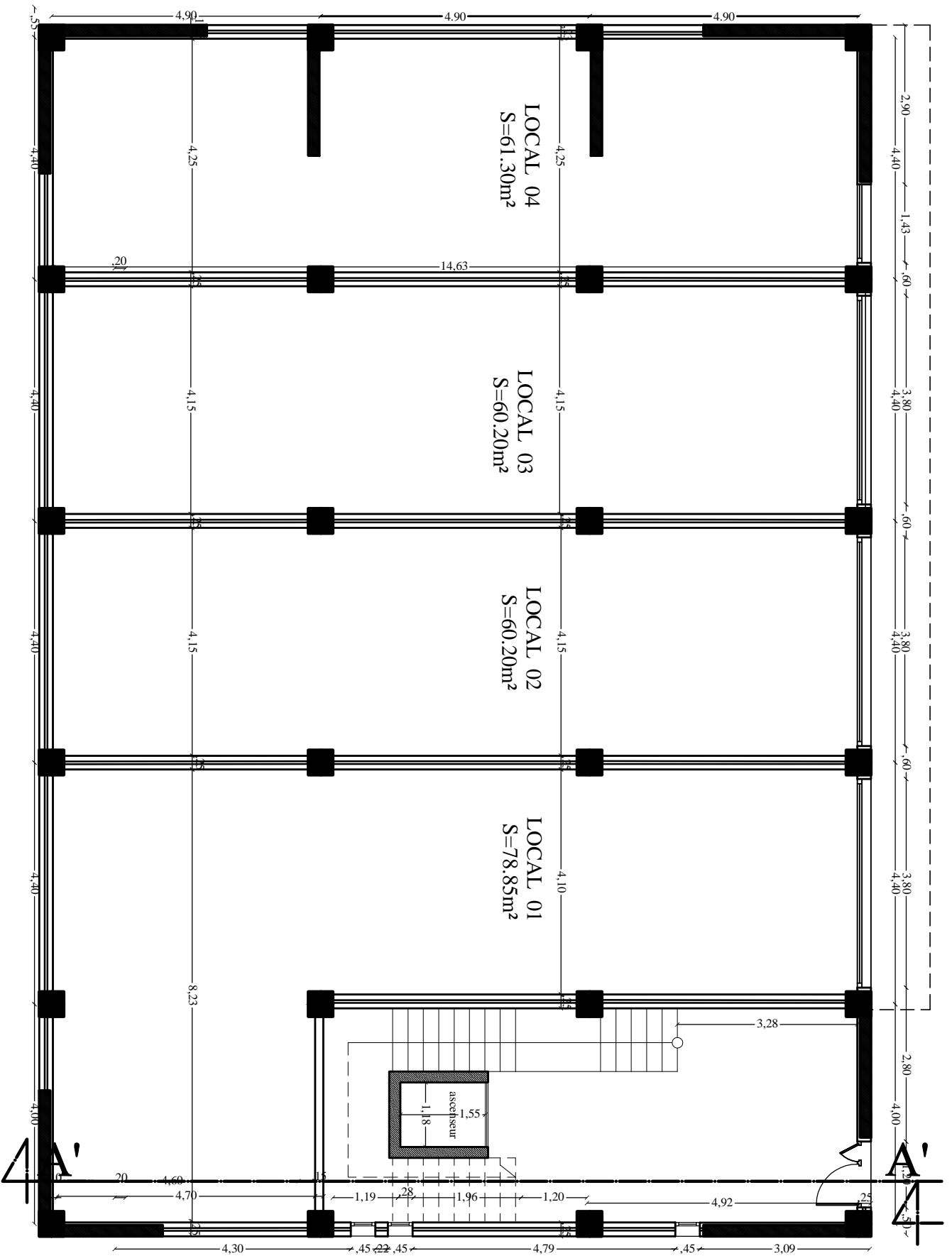
Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.



FACADE PRINCIPALE

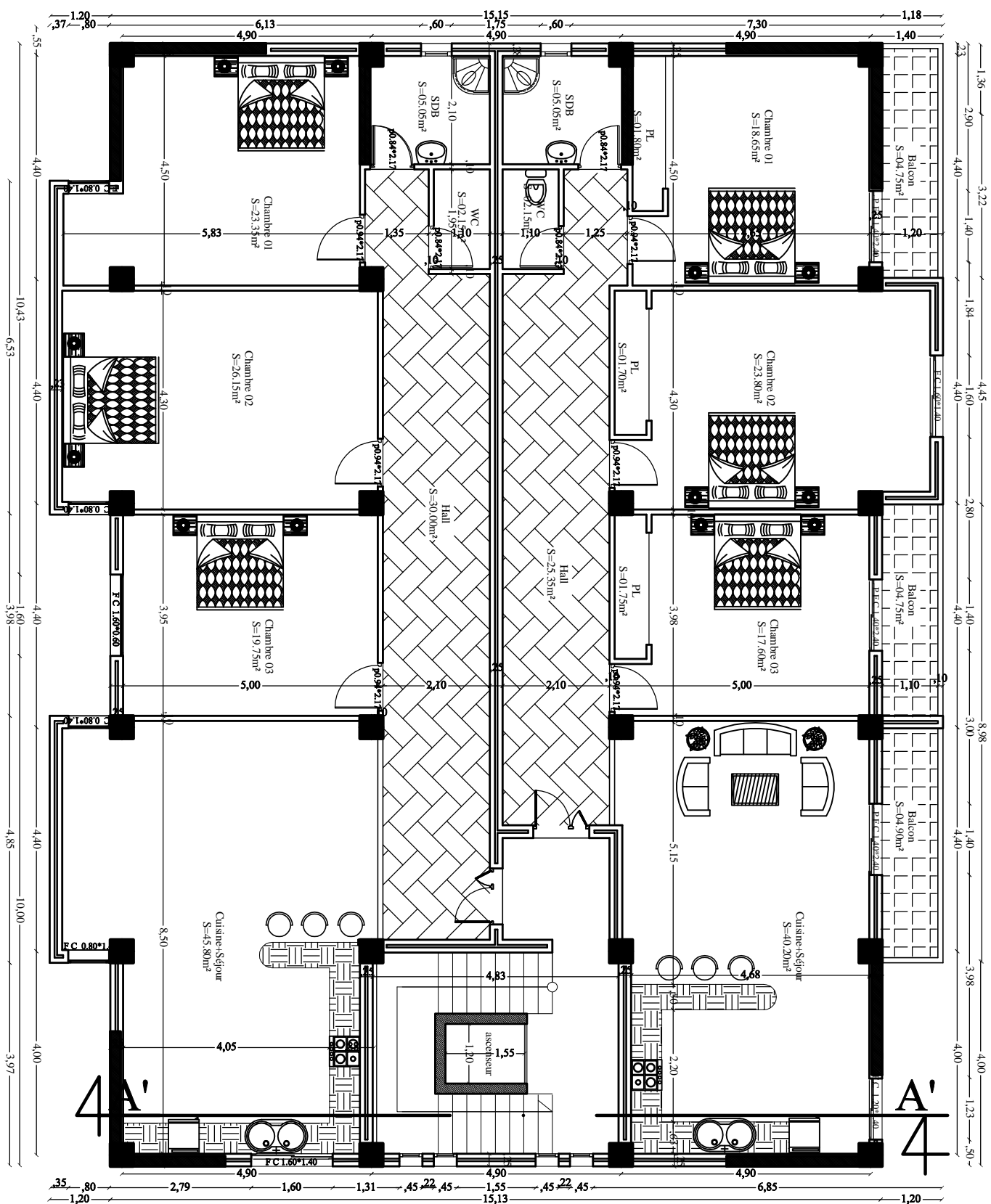


COUPE A'-A'

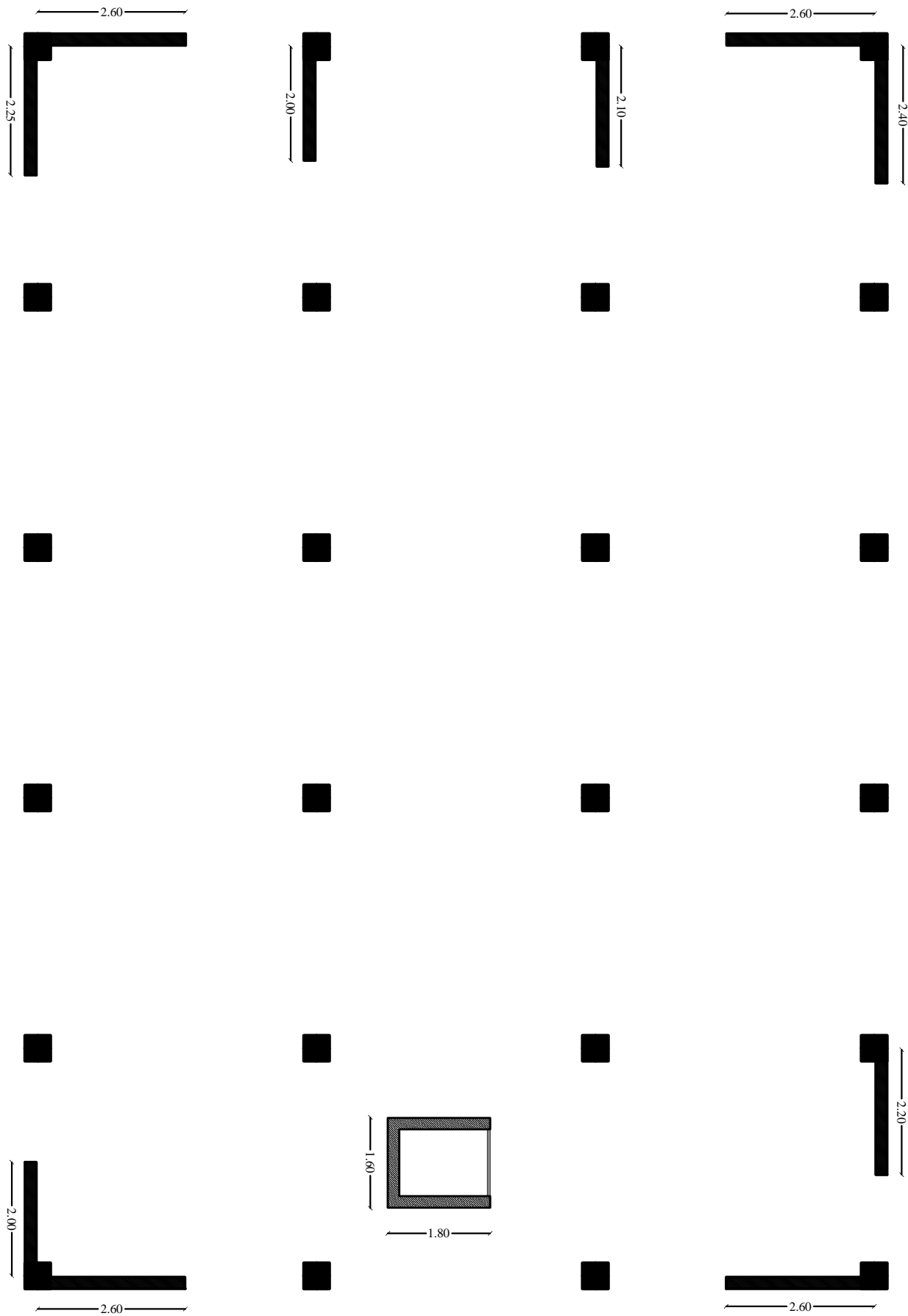


PLAN DU RDC

PLAN DETACHE COURANT(1,2,3,4,5 et 6eme étage)



PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILS



I-1) Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I -2) Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+6 à usage multiple (habitation, et commercial) à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone II.a). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de 2 Bar.

I-2-1)- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment comporte :

- 6 étages à usage d'habitation.
- RDC à usage commercial
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.

I-3)- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

- Longueur totale : 21,6 m.
- Largeur totale : 14,70m.
- Hauteur totale : 22,44 m.
- Hauteur du RDC : 4,08 m.
- Hauteur d'étages courants : 3,06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,70 m.

I-4) Les éléments de l'ouvrage**1-4-1) L'ossature du bâtiment :**

L'ossature c'est la partie structurelle et porteuse d'un édifice ou d'une bâtisse, ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité.

La partie située au dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

L'immeuble qui fait objet de notre étude est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

a. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ce sont des murs capables de stabiliser le bâtiment vis-à-vis des forces horizontales, comme ils reprennent une partie des forces verticales.

b. Les Portiques :

Un portique est un élément constructif constitué de barres (poteaux et de poutres) reliés par des nœuds rigides, capable de reprendre les forces horizontales et les forces verticales.

1-4-2) Les planchers :

Un plancher est un élément porteur horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Il assure deux fonctions principales qui sont :

a. La Fonction de résistance mécanique :

Les planchers sont calculés pour supporter les charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs sur les lesquels ils reposent (poutres, murs).

b. La fonction d'isolation acoustique et thermique :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol. Sans oublier qu'ils possèdent également un rôle technique, ils permettent de dissimuler les équipements techniques, tel que les canalisations d'eau, de gaz, et les câbles électriques.

➤ Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de l'ouvrage, à savoir :

1. Planchers en corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur les quels repose une dalle de compression en béton armé.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- **Nervures** : appelés également poutrelles, elles assurent la fonction de portance, avec une distance entre axes variant de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.
- **Un remplissage en corps creux** : Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : De 4cm à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

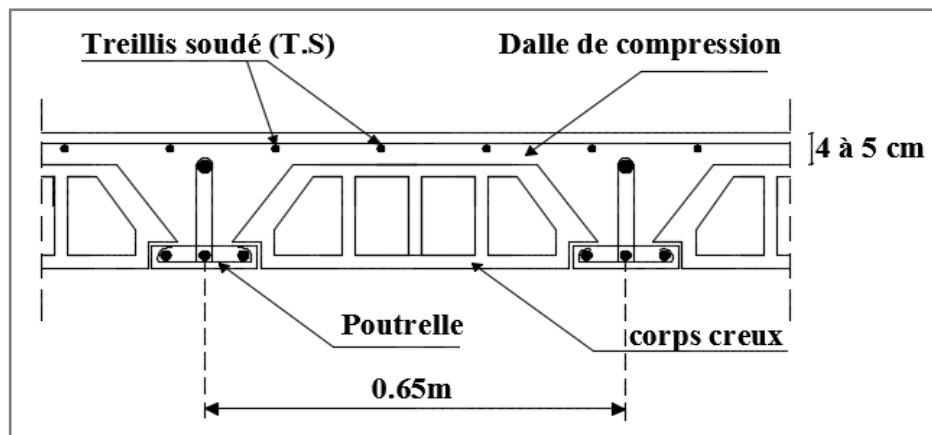


Figure I.1 : schéma du plancher à corps creux.

2. Dalles pleines en béton armé :

La dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle possède, notamment pour de petites portées, des avantages remarquables qui en justifient souvent l'emploi, même si elle ne présente pas toujours la solution la plus économique, en effet le volume du béton et des aciers est plus conséquent que pour les corps creux, et nécessite un coffrage sur toute sa surface.

Pour notre structure, des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des portes à faux et la dalle de la salle machine.

1-4-3) Maçonnerie

Les remplissages en maçonnerie sont de deux types :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur, en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10cm+5cm+10cm).
- Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

1-4-4) Revêtements

Ils seront réalisés en :

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

1-4-5) Escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale, l'utilisateur peut ainsi franchir, à pied, une différence de niveau.

Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers à marches droites à deux volées. Les marches sont rectangulaires et toutes identiques entre elles.

1-4-6) Cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

1-4-7) Acrotère

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 70 cm.

1-4-8) Les fondations

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, il assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix des fondations dépend de :

- L'importance de l'ouvrage
- La nature du sol d'implantation.

1-4-9) Coffrage

Le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. On opte pour un coffrage métallique pour les voiles à fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Les coffrages métalliques permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif.

Du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, le coffrage en bois présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

2- Réglementation :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91 [1]**, conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003** et le **DTR (BC22) [3]** (charges et surcharges d'exploitation).

I-5)- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance.

A- Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulat et d'eau. Il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varier avec la granulométrie le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera élaborée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

A-1-Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ en MPA ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ en MPA ; pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

A.2-Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2.1, 12. BAEL 91]

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

A.3- Contrainte limite du béton**A.3.1-Les états-limites**

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

a) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $t > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1h < t < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $t < 1$ heure

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

$c_j = 28$ jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:

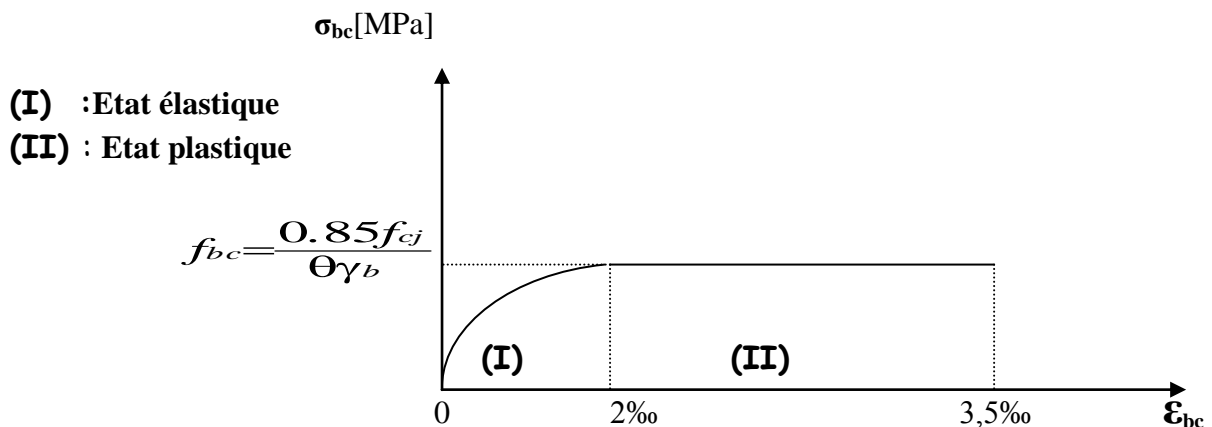


Fig I-2- Diagramme contrainte déformation du béton

b)-État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

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

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure 1-2

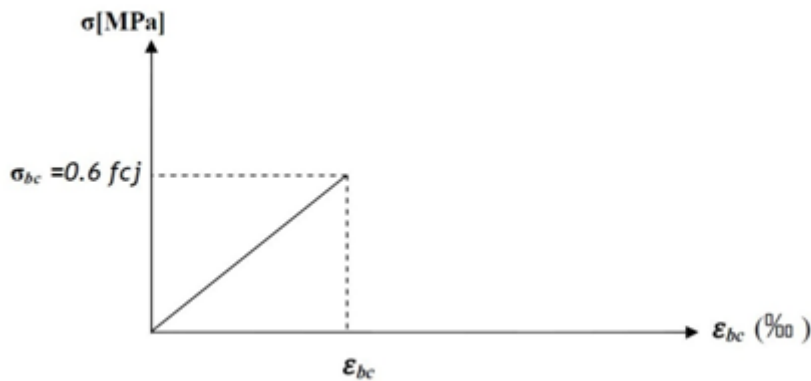


Fig I-3- diagramme contrainte- déformation à [L'ELS]

c) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible**.

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables**.

d) Modules d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000^{1/3} \sqrt{f_{cj}} [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 [\text{MPa}]$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{MPa}$

d-3) Module d'élasticité transversale

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91). C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0.2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

e) Masse volumique du béton armé

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

- ✓ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

f) Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)

Ce coefficient étant le rapport des déformations relatives transversales et des déformations relatives longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement [BAEL91]

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à:

l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I-6)- L'acier:

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

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

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

La valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) Contraintes limites de l'acier**❖ contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91)**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

❖ Exemple:

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

❖ Contrainte limite de service [Art A.4.3.5 / BAEL91 modifié 99]

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

✓ Fissurations peu nuisibles

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\bar{\sigma} = f_e$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques :

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\} \right\}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable**

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\} \right\}$$

$\eta \equiv$ coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre > 6mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre < 6mm.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

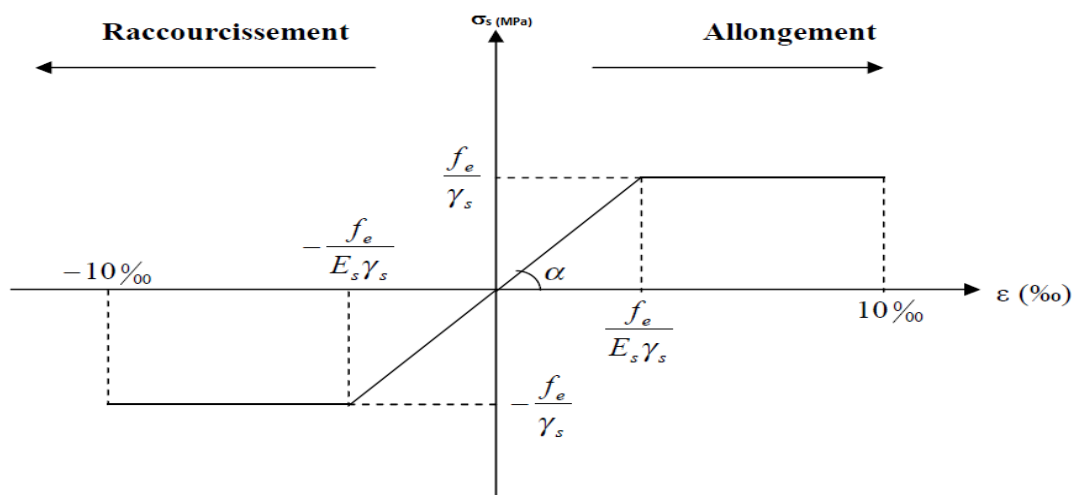
a) Diagramme des contraintes déformations de l'acier

Fig (I-4) : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

b) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

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

- **C ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments

II-1) Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le BAEL 91 modifié 99, CBA 93, RPA99 version 2003.

II-2) Calcul des planchers :

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, Afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur du corps creux.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

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

Tel que : $L_{\max} = L - b$

Avec

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

L : Distance entre axes des poteaux. $L = 4,4 \text{ m} = 440 \text{ cm}$.

b : Largeur du poteau. On a : $b = 25 \text{ cm}$.

Dans notre cas : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

En remplaçant L_{\max} dans la formule on trouve :

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18,44 \text{ cm.}$$

On adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

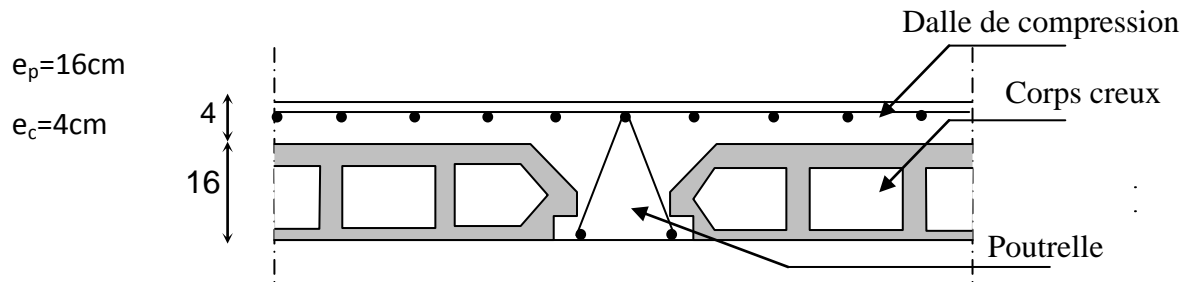


Fig II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-3) Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a) Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1,40\text{m}$

$$e \geq 1,40/10 = 0,14\text{m} = 14 \text{ cm}$$

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

b) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 10 cm.

c) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

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

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_o = M/\rho = 350/2500 = 0.14\text{m}$$

Nous prenons : **ho=15cm**

Conclusion :

On prend l'épaisseur de la dalle pleine $e_p = 15\text{ cm}$

II-4) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91 modifié 99, Art 4.14})$$

Avec :

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

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II-4-1 Poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Détermination de la hauteur de la poutre :

On a:

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

Avec : $L_{max} = L - b$

Dans notre cas :

$$L = 4,9\text{ m} = 490\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 25\text{ cm}$$

$$L_{max} = 490 - 25 = \mathbf{465\text{cm.}}$$

$$\frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10} \longrightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \underline{\mathbf{h=40cm.}}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h=40\text{cm}$

En remplaçant h dans la formule suivante : $0.4h \leq b \leq 0.7h$, on aura :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \underline{\mathbf{b=30 \text{ cm}}}$$

II-4-2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux éléments porteurs

- Détermination de la hauteur de la poutre :

$$\text{On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} ; \text{ Avec : } L_{\max} = L - b$$

Dans notre cas :

$$L = 4,4\text{m} = 440 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b=25 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm.}$$

En remplaçant L_{\max} dans la formule ; on trouve:

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \longrightarrow 27,67 \text{ cm} \leq h \leq 41,5 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \underline{\mathbf{h=35cm.}}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h=35 \text{ cm}$

En remplaçant h , on aura:

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \underline{\mathbf{b=25 \text{ cm.}}}$$

II-4-3) Vérification des conditions exigées par le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,14	1,4	Vérifiée

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

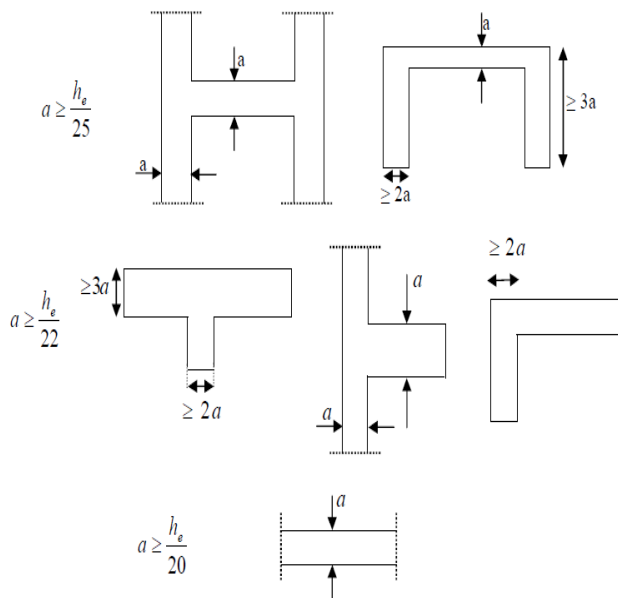
Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (25x35) cm².

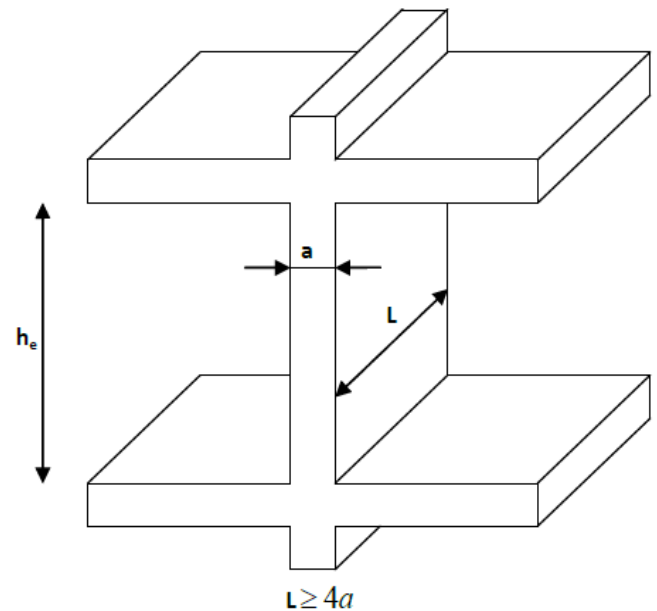
II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (ART 7.7.1 RPA99 - 2003)

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.
Les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4e$, sont considérés comme voiles.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités d'après le RPA L'épaisseur minimale est de 15 cm



Coupes de voile en plan.



Coupes de voile en élévation.

Figure II.1 : coupes de voile.

•Pour le RDC : $h = 408\text{cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

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

$e \geq h_e/20 = 388/20 = 19,4$

•Pour les autres étages : $h = 306\text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

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

$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3$

On adopte une épaisseur : **$e = 20\text{cm}$** pour toute la construction.

II-5-1) Vérification

On doit vérifier que $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles
 $L_{\min} = 150 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

II-6)- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\min(b_1, h_1) > 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) > h_e / 20$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

Tel que : $N_s = G + Q$ avec

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

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

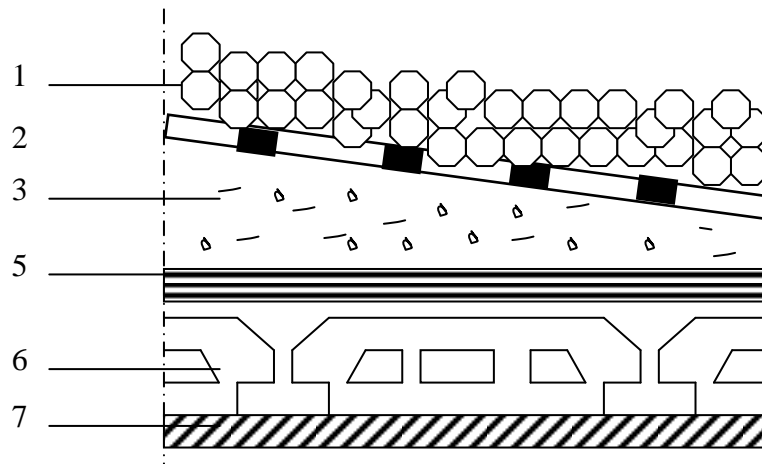
Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$$

II.7) Détermination des charges et surcharges**II-7-1) Charges permanentes**

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux données ci-après :

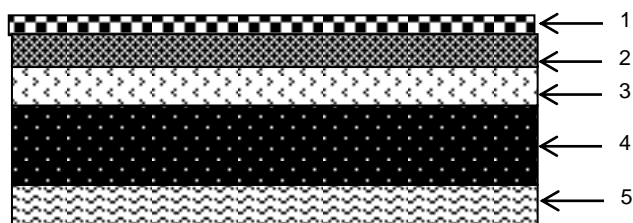
a) Plancher terrasse



FigII-4 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.90

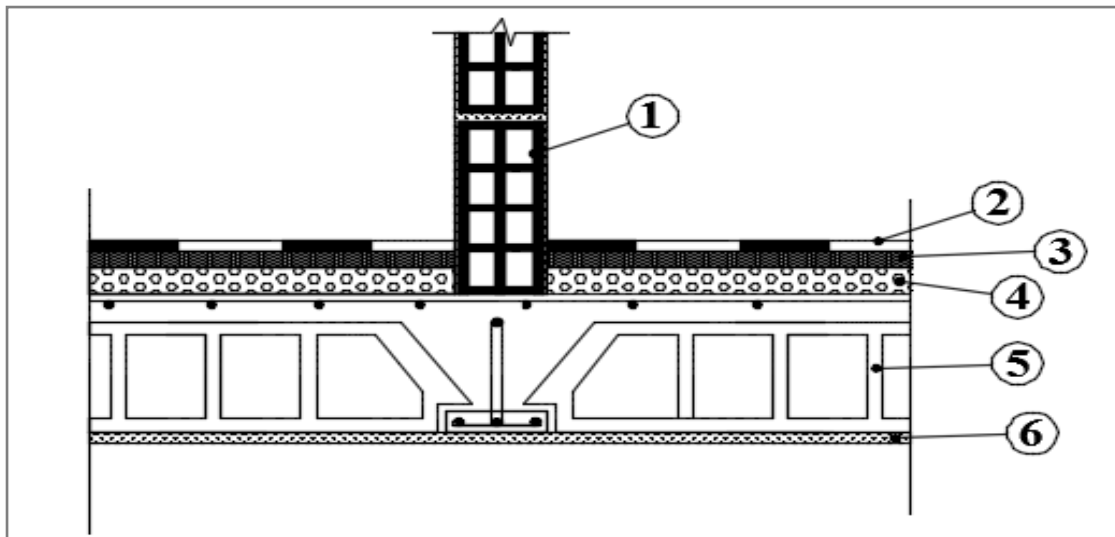
b) Dalle pleine



coupe verticale de la dalle pleine

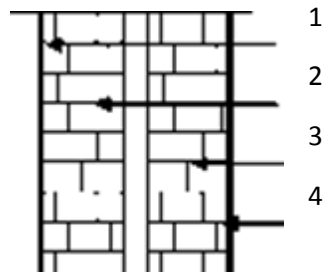
N°	Composition	Epaisseur (cm)	P (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	revêtement Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	2.5	18	0.45
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale $G_{dp} =$				5.66

c) Plancher étage courant (corps creux)



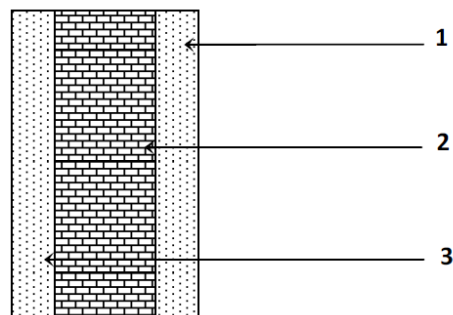
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	---	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	---	2.8
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{ec}				5.64

d) Mur extérieur



N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G(KN/m ²)
2	Mortier de ciment	2	18	0,36
3	Briques creuses	10	9	0,90
4	Lame d'air	5	/	/
5	Briques creuses	10	9	0,90
6	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale G_t				2,36

e) Mur intérieur



N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Enduit en pâtre	2	10	0.20
$G_{mi} = 1.3 \text{ kN/m}^2$				

II-7-2) Surcharge d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC	1,5
Plancher sous-sol (locaux)	2,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II-8) Surface d'influence

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C4) :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 2,325 \times 2,05 = 4,766 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S = 19,06 \text{ m}^2$$

II-8-1) Poids propre des éléments

a) poids revenant à chaque plancher

Plancher terrasse

$$PP_t = G \times S_t = 5,9 \times 19,06 = 112,45 \text{ kN}$$

Plancher étage courant

$$PP_c = 5,64 \times 19,06 = 107,5 \text{ kN}$$

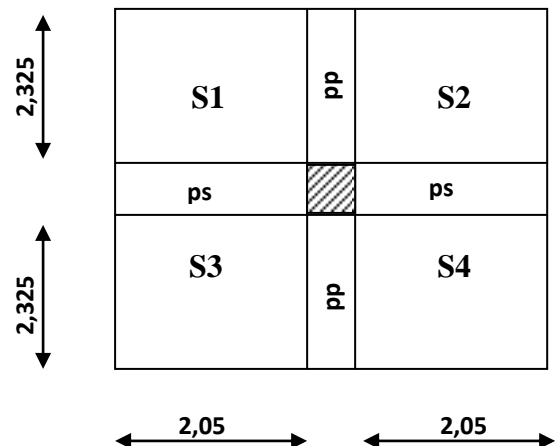
b) poids revenant à chaque poutre

- Poutres principales : $PP_{pp} = (0,40 \times 0,30) \times 4,65 \times 25 = 13,95 \text{ kN}$
- Poutres secondaires : $PP_{ps} = (0,35 \times 0,25) \times 4,1 \times 25 = 8,97 \text{ kN}$

$$PP_{\text{poutres}} = 13,95 + 8,97 = 22,92 \text{ kN}$$

c) poids revenant aux Poteaux RDC :

$$PP_{pr} = (0,25 \times 0,25 \times 4,08) \times 25 = 6,38 \text{ kN}$$



d) poids revenant aux poteaux d'étage courant :

$$PP_{pc} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ kN}$$

II-8-2) Surcharge d'exploitation

La surface d'influences $S_Q = 19,06 \text{ m}^2$

– Plancher terrasse

$$Q = 19,06 \times 1,00 = 19,06 \text{ kN}$$

– Plancher étage à usage habitation

$$Q = 19,06 \times 1,50 = 28,59 \text{ kN}$$

II-8-3) Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

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.

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Valeurs des coefficients de dégression des surcharges**a) Calcule des surcharges**

$$Q_0 = 19,06 \text{ kN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q = 19,06 + 28,59 = 47,65 \text{ kN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 19,06 + 0,95(2 \times 28,59) = 73,38 \text{ kN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 19,06 + 0,90(3 \times 28,59) = 96,25 \text{ kN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 19,06 + 0,85(4 \times 28,59) = 116,27 \text{ kN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 19,06 + 0,80(5 \times 28,59) = 133,42 \text{ kN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 19,06 + 0,75(6 \times 28,59) = 147,72 \text{ kN}$$

b) récapitulatif de la descente des charges

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> N=G+Q [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumlé}		Section trouvée	Section adoptée
6	112,45	22,92	4,78	140,15	140,15	19,06	19,06	159,21	106,14	40x40
5	107,5	22,92	4,78	135,2	275,35	28,59	47,65	323	215,33	40x40
4	107,5	22,92	4,78	135,2	401,55	28,59	73,38	483,93	322,62	40x40
3	107,5	22,92	4,78	135,2	545,75	28,59	96,25	642	428	40x40
2	107,5	22,92	4,78	135,2	680,95	28,59	116,27	797,22	531,48	45x45
1	107,5	22,92	4,78	135,2	816,15	28,59	133,42	949,57	633,04	45x45
RDC	107,5	22,92	6,38	136,8	952,95	28,59	147,72	1100,67	733,78	45x45

II-8-4) Vérifications relatives aux exigences du RPA : (art 7.4 .1 RPA99)

- $\min(b;h) \geq 25$ cmcondition vérifiée
- $\min(b;h)=40 \geq h_e/20$

Pour le RDC : $408/20=20,4$ condition vérifiée

$1,4 \leq (b/h) = 1 \leq 4$ condition vérifiée

Pour les étages courants : $306/20=15,3$ condition vérifiée

$1,4 \leq (b/h) = 1 \leq 4$ condition vérifiée

II-8-5) 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 sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

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

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

I : Elancement du poteau.

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

L_0 : hauteur libre du poteau

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

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

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

* **Pour étage courant : (40x40) [cm²]:**

$$l_0 = 3,06 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50 \quad \text{vérifiée}$$

* **Pour étage courant : (45x45) [cm²] :**

$$l_0 = 3,06 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 16,49 < 50 \quad \text{vérifiée}$$

* **Pour le RDC : (45x45) [cm²] :**

$$l_0 = 4,08 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 22 < 50 \quad \text{vérifiée}$$

II-9) CONCLUSION

- Pré dimensionnement des planchers : **ht= 20cm**
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : **h_t= 15 cm**
- Pré dimensionnement des poutres :
 Poutres principal : **(30x40) cm²**
 Poutres secondaire : **(25x35) cm²**
- Pré dimensionnement des voiles : **h_t = 20cm**
- Pré dimensionnement des poteaux :

Poteaux niveau RDC , 1^{er} et 2^{ème} étage : **(45x45) cm²**

Poteaux niveau 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : **(40x40) cm²**

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III) Introduction :

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

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

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

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

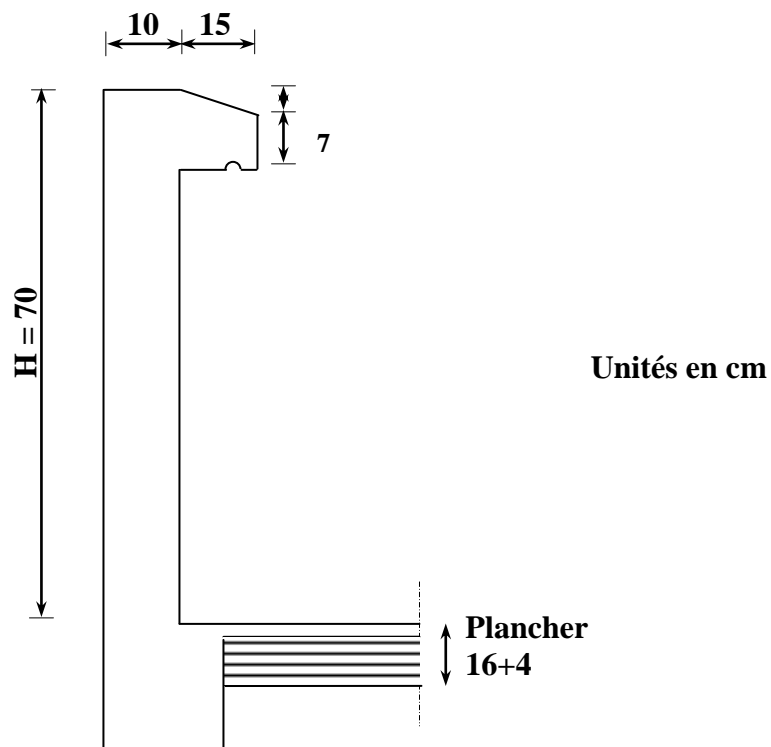


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

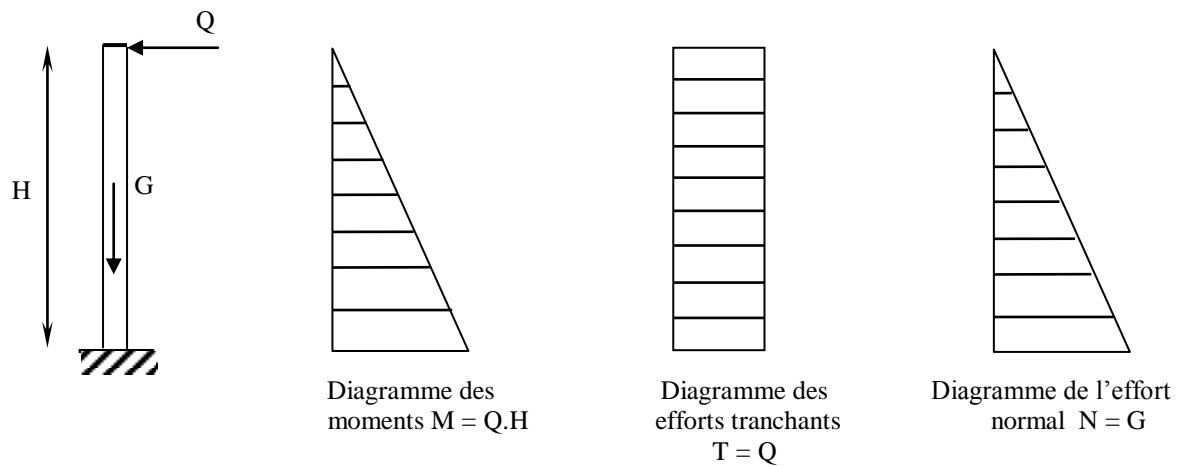


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes des efforts internes

III-1-1- Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal dû au poids propre N :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,15}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,96 \text{ kN/ml}$$

$$N = G \times l = 1,96 \text{ kN}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

❖ Effort tranchant dû à l'effort horizontal T :

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

$$T = Q \times l = 1 \text{ kN}$$

❖ Moment de renversement M dû à l'effort horizontal M :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

III-1-2- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

❖ Effort normal du à G

$$N_u = 1,35.N = 1,35 \times 1,96 = 2,65 \text{ kN}$$

$$N_u = 2,65 \text{ kN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = 1,5.T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

❖ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1,05 \text{ kN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$ selon le BAEL

❖ Effort normal de compression

$$N_S = 1,96 \text{ kN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = T = 1 \text{ kN}$$

❖ Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,7 \text{ kN.m}$$

III-1-3- Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10$ cm et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

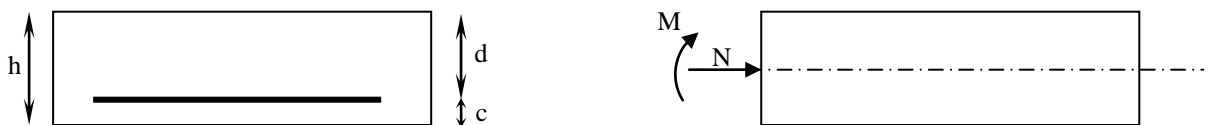


Fig III-3 : section soumise à la flexion composée

avec :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ d = 7 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

a- Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,65} = 0,39 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} < e_u \rightarrow \text{le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par}$$

les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ **Calcul de moment fictif :**

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

$$M_f = 2,65 \times 0,41 = 1,09 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 1,09 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de μ :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,09 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,0156$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,0156 \Rightarrow \beta = 0,9925$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,09 \times 10^3}{0,9925 \times 7 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

la section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,45 - \frac{2,65 \times 10}{348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

b- Vérification à L'ELU :

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

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,96} = 0,357 \text{ m} = 35,71 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,71 - (0,455 \times 7)}{35,71 - (0,185 \times 7)} \right] = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,03 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,37 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{min} = 1,03 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min [(3h ; 33\text{cm})] = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 17,5 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min [\min (4h ; 44\text{cm})] = 44 \text{ cm}$$

$$S_t = 17,5 \leq 44 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

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

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 kN/cm^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

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

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,238 MPa$$

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

\Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des barres (A.6.1, 253.BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 MPa$$

D'où :

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 cm$$

Soit : $L_s = 30 cm$

c- Vérification à L'ELS :**❖ Vérification à l'état d'ouvertures de fissures dans les aciers : (BAEL91/ Art 4.3.5)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, \max(200; 201,63) \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 43,92 \text{ MPa}$$

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

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{38,76} \times 37,65 = 1,133 \text{ MPa}$$

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

III-1-4- Vérification de l'acrotère au séisme :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$ (Zone II, groupe 2)

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

$$W_p = 1,96 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,96 = 0,94 \text{ kN/mL}$$

$F_p = 0,94 \text{ kN/m} < Q = 1 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme d'où on optera pour un ferrailage adopté précédemment

Armatures principales : $4HA8/ml = 2,01cm^2$ avec : $St = 25\text{ cm}$

Armatures de répartitions : $4HA8/ml = 2,01cm^2$ avec : $St = 17,5\text{ cm}$

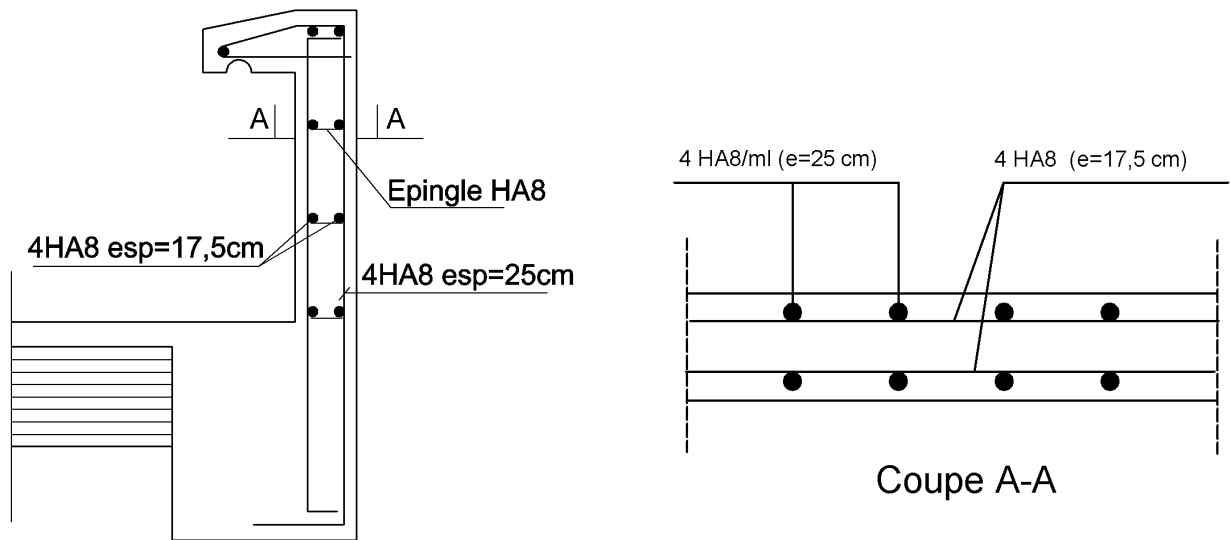


Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

III.2) Calcul des planchers :

III.2.1) Introduction :

Tous les planchers de notre projet sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, qui assurent une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- D'un corps creux qui utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression.

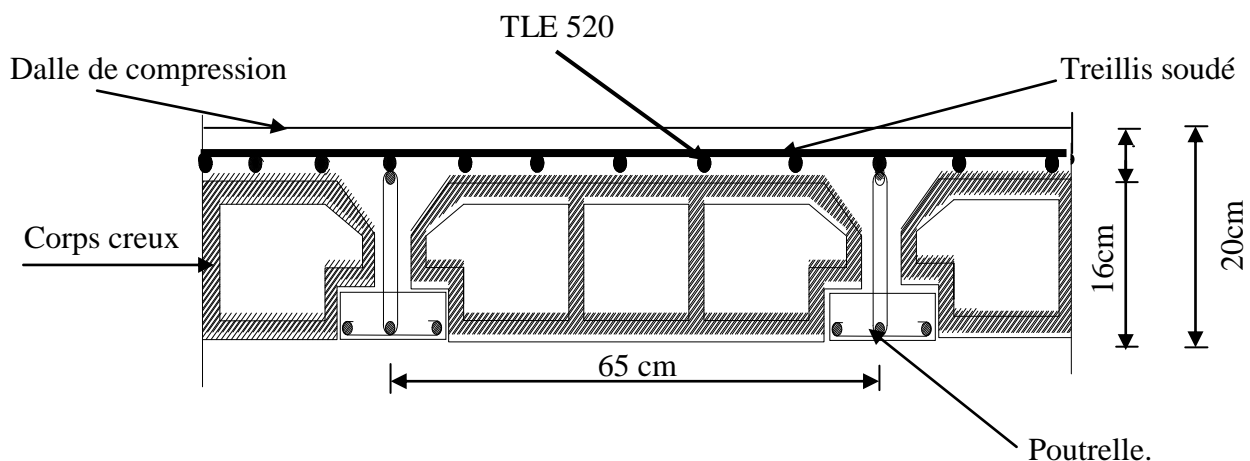


Fig (III.2.1) : coupe verticale d'un plancher en corps creux

III.2.2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser ;

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

➤ Calcul des armatures :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axes des poutrelles l = 65 cm

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²

Avec un espacement St = 20 cm

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4 = 0,63 cm²

Avec un espacement de St = 20 cm

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}^4$.

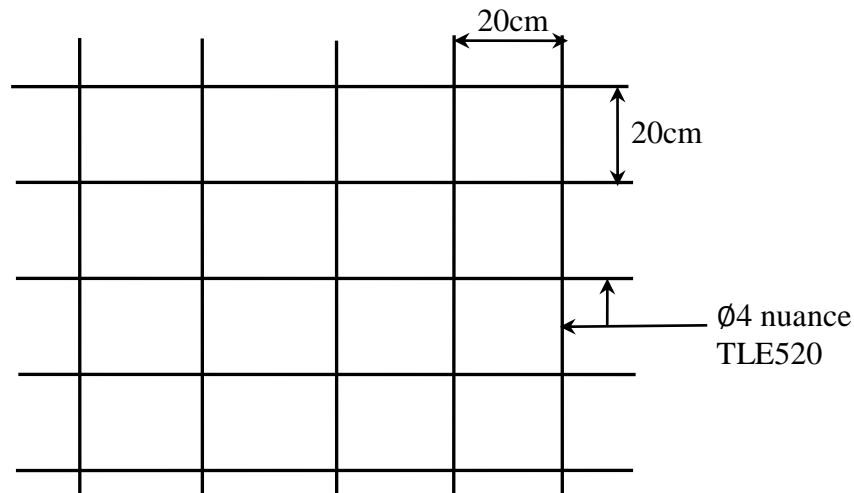


Fig III.2.2.Treillis soudé de (20×20) cm².

III.2.3) Dimensionnement de la section en Te :

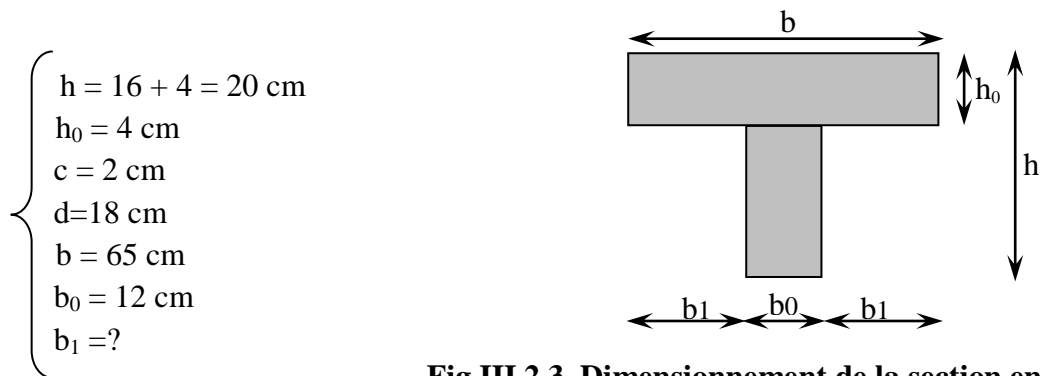


Fig III.2.3. Dimensionnement de la section en Té

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

$$1) \quad b_1 \leq \frac{L_0 - b_0}{10}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L : Longueur de la plus grande travée.

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$1) \quad b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{440}{2} = 146,67 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(1 ; 2 ; 3) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

III.2.4) Calculs des poutrelles:

Notre structure présente plusieurs types de planchers à chargements différents, on optera pour le plancher le plus défavorable, qui est le plancher à usage habitation :

avec :

$$G = 5,64 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

A): Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre ainsi que le poids du corps creux.

Chargement :

- Poids propre $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$.
- Poids du corps creux..... $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$.
- Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente : **$G=0,74 \text{ kN /mL}$**

Charge d'exploitation : **$Q=1 \text{ kN/mL}$**

Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour la travée la plus longue.

La combinaison de charge à considérer est :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

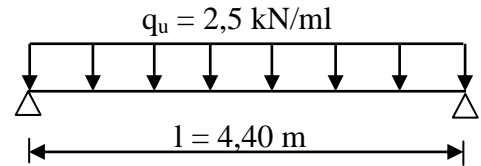


Schéma statique de la poutrelle

➤ Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,4^2}{8} = 6,05 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,4}{2} = 5,5 \text{ kN}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_t = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{6,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,88 \gg \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1 \times 1,5} = 14,2$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B).Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- Charges permanentes : $G = 5,64 \times 0,65 = 3,67 \text{ kN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC (à usage habitation).

- surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4,65 \text{ kN/ml}$$

III.2.5) Choix de la méthode de calcul :

On a trois méthodes de calcul qui sont méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode RDM.

- Vérification des condition d'application de la méthode forfaitaire :

$$1. \quad \begin{cases} Q=0,975 \text{ kN/ml} < 2G=7,34 \text{ kN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{4,4}{4} = 1,1 \quad ; \quad \frac{4,4}{4,4} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3.Principe de la méthode:

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

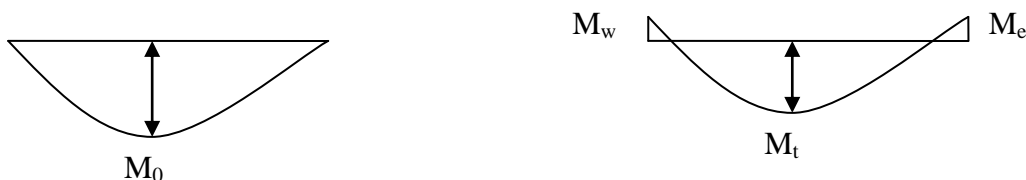


Figure III.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.4.Exposé de la méthode :

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

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

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

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

q : charge uniformément répartie

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

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

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

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

On aura 2 types de poutrelles à étudier :

- Nous avons une poutrelle sur 06 appuis..

Comme présentée dans les schémas suivant :

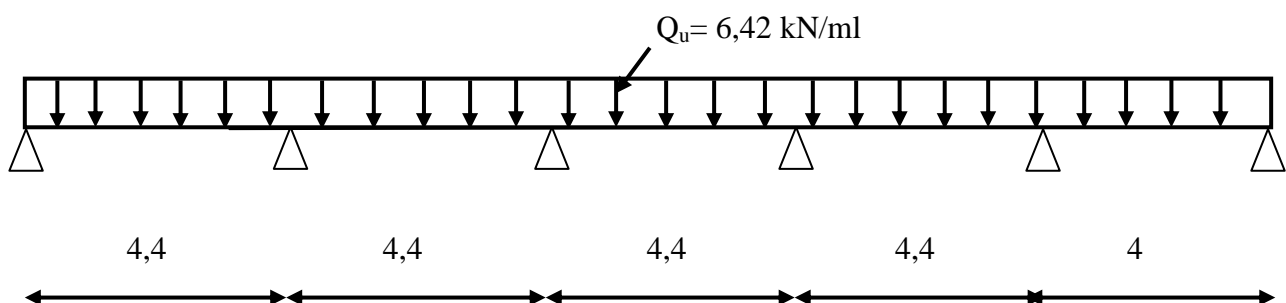


Schéma statique de la poutrelle sur 06 appuis

III.2.5. calcul des coefficients :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,67} = 0,21 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,21$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,063$$

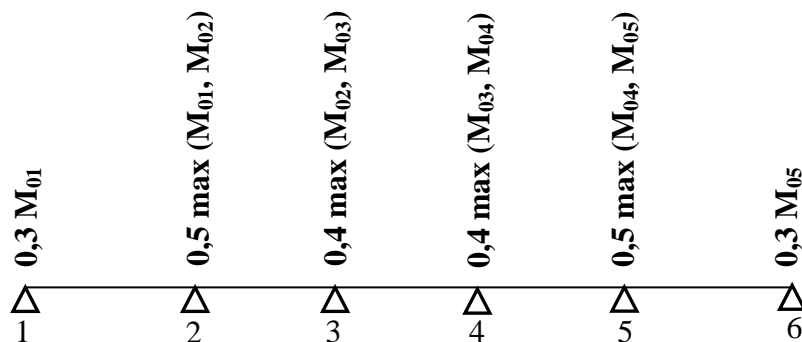
$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,532$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,632$$

III.2.6. Calcul à l'ELU :**➤ Calcul des moments isostatiques :**

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{6,42 \times 4,4^2}{8} = 15,54 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = \frac{q_u l_5^2}{8} = \frac{6,42 \times 4^2}{8} = 12,48 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01}, M_{02}) = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02}, M_{03}) = 6,22 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{03}, M_{04}) = 6,22 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_{04}, M_{05}) = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_{05} = 3,74 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant en travées :

*Travée "1-2" (de rive)

$$1) \begin{cases} M_{t1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_{t1-2} \geq 10,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t1-2} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t1-2} \geq 9,82 \text{ KNm} \end{cases}$$

On prend $M_{t1-2} = 10,3 \text{ KN.m}$

*Travée "2-3" (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_{t2-3} \geq 9,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t2-3} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t2-3} \geq 8,27 \text{ KNm} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2-3} = 9,52 \text{ KN.m}$

*Travée "3-4" (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_{t3-4} \geq 10,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t3-4} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t3-4} \geq 8,27 \text{ KNm} \end{cases}$$

On prend : $M_{t3-4} = 10,3 \text{ KN.m}$

*Travée "4-5" (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t4-5} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_{t4-5} \geq 9,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{i4-5} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{i4-5} \geq 8,27 \text{ KNm} \end{cases}$$

On prend : $M_{i4-5} = 9,52 \text{ KN.m}$

*Travée "5-6" (de rive)

$$1) \begin{cases} M_{i5-6} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq (1+0.3\alpha) M_0 \\ M_{i5-6} \geq 7,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{i5-6} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{i1-2} \geq 7,89 \text{ KNm} \end{cases}$$

On prend $M_{i5-6} = 7,89 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

$$V_e = -\frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

Avec : V_w , V_e s'ont respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui

$$* \text{ La travée « 1-2 » } \begin{cases} V_1 = \frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-7,77 + 4,66}{2} = 12,57 \text{ kN} \\ V_2 = -\frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-7,77 + 4,66}{2} = -15,68 \text{ kN} \end{cases}$$

$$* \text{ La travée « 2-3 » } \begin{cases} V_2 = \frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-6,22 + 7,77}{2} = 14,9 \text{ kN} \\ V_3 = -\frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-6,22 + 7,77}{2} = -13,35 \text{ kN} \end{cases}$$

*La travée « 3-4 »

$$\left\{ \begin{array}{l} V_3 = \frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-6,22 + 6,22}{2} = 14,12kN \\ V_4 = -\frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-6,22 + 6,22}{2} = -14,12kN \end{array} \right.$$

*La travée « 4-5 »

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = \frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-7,77 + 6,22}{2} = 13,35kN \\ V_5 = -\frac{6,42 \times 4,4}{2} + \frac{-7,77 + 6,22}{2} = -14,9kN \end{array} \right.$$

*La travée « 5-6 »

$$\left\{ \begin{array}{l} V_5 = \frac{6,42 \times 4}{2} + \frac{-3,74 + 7,77}{2} = 14,86kN \\ V_6 = -\frac{6,42 \times 4}{2} + \frac{-3,74 + 7,77}{2} = -10,83kN \end{array} \right.$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

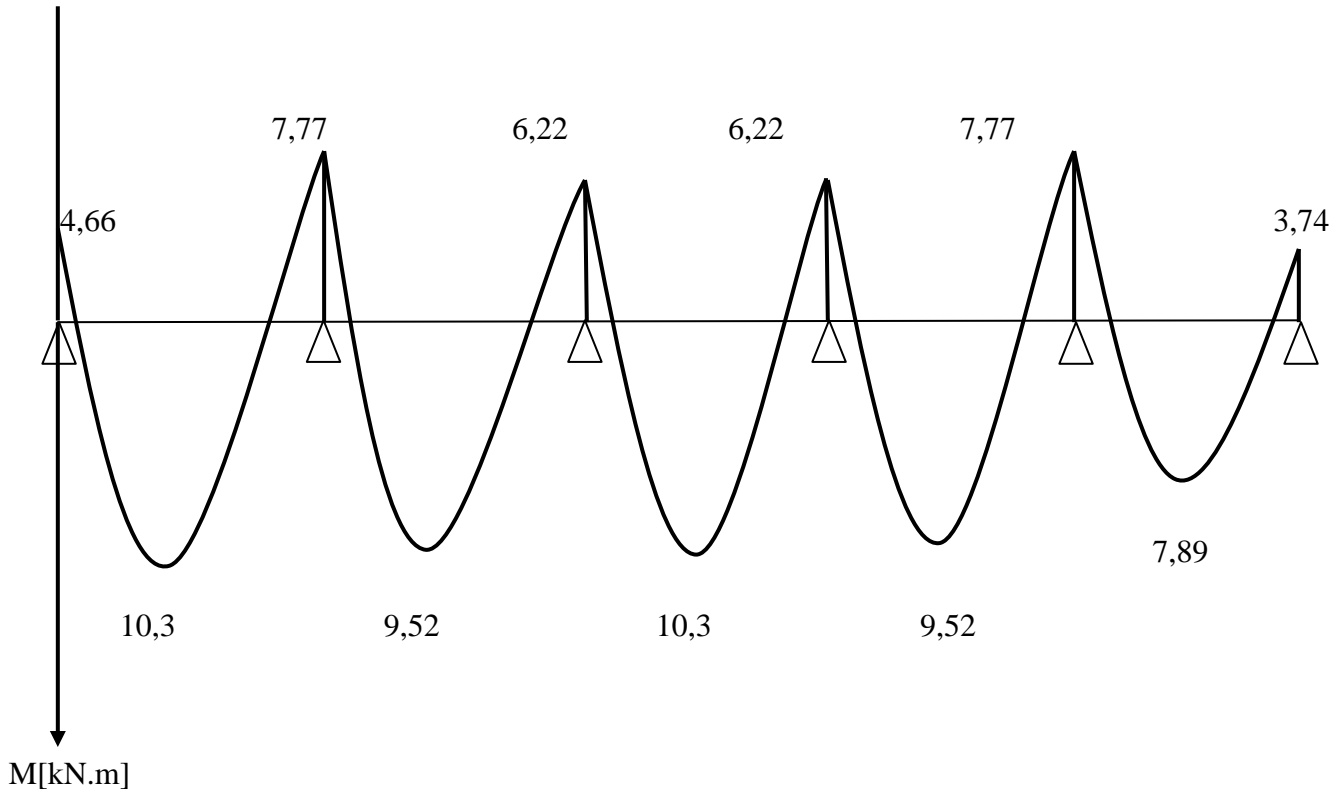


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

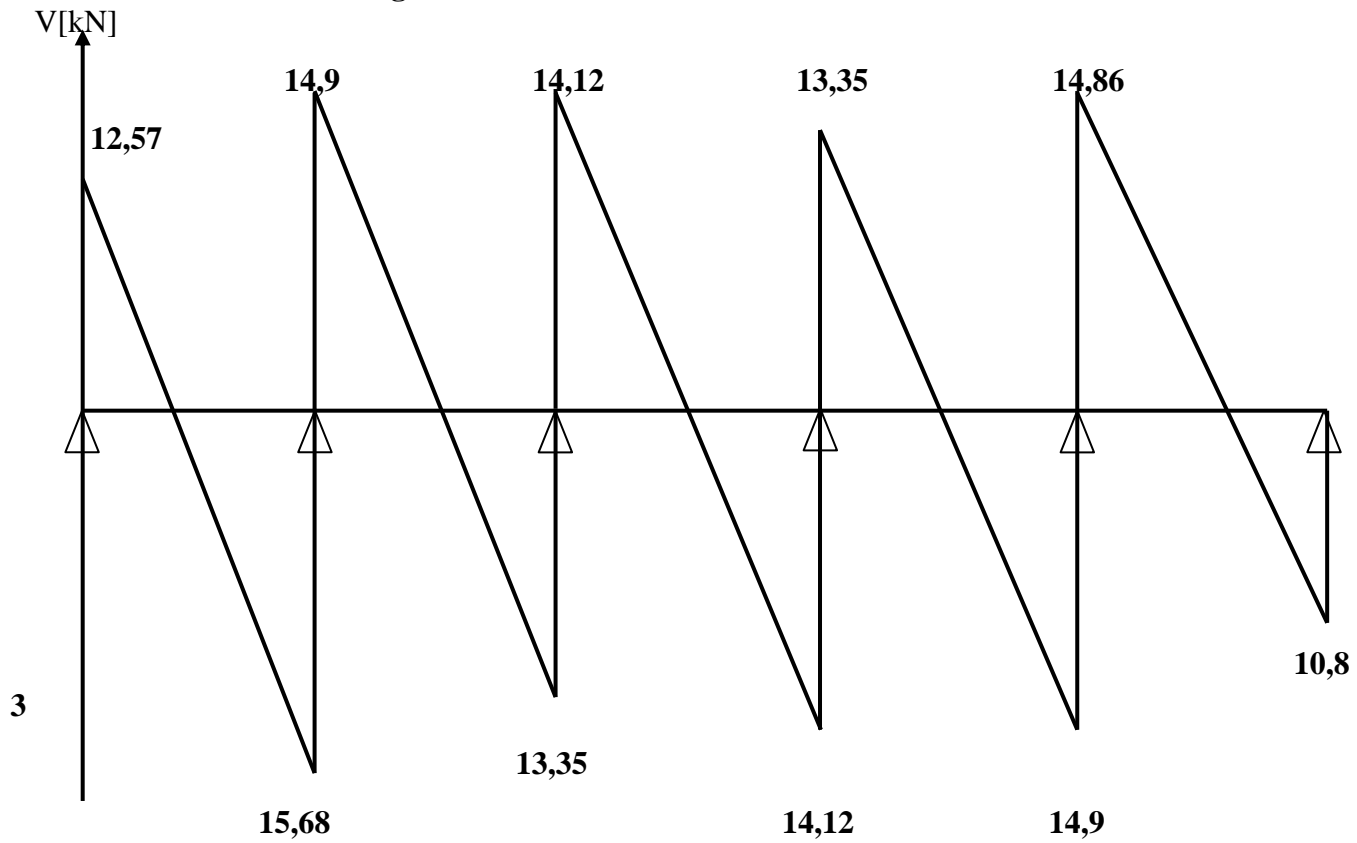


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.7. Ferrailage à l'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 10,3 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7,77 \text{ KN.m}$$

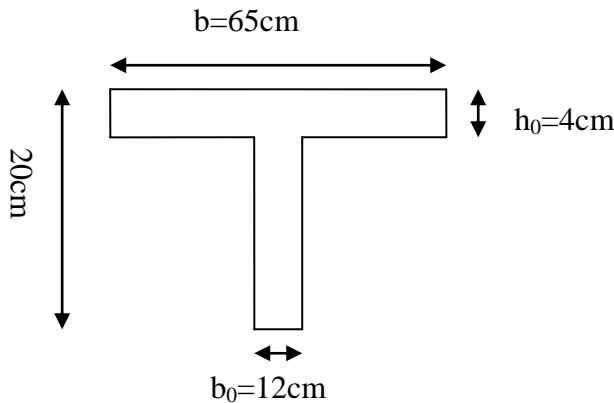


Figure III.14 : Section de la poutre en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ kN.m} > M_t^{\max} = 6,52 \text{ kN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,3 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{10,3 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,67 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA10 = 2,35 cm²

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,77 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.141 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.141 \rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{7,7 \times 10^3}{0,924 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1,57 cm²

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right) = 5,71 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 5,71 \text{ mm}$$

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

On adopte: 2 ϕ 6 $\rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

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

III.2.8. Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :

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

En travée :

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

Aux appuis :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

$$\text{On a : } V_u^{\max} = 15,68 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,68 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91) :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 10} = 1,03 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

«Condition vérifiée»

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.1,313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ kN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ kN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 12,57 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 15,68 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.1,312/BAEL91)

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,57 - \frac{7,77}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq -1,02 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (-15,68 - \frac{7,77}{0,9 \times 0,18}) = -1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \geq -1,83 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{21,16 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 1,09 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.9. Calcule à l'ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,64}{6,42} = 0,723$$

Les résultats sont résumés dans les diagrammes suivants :

a) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

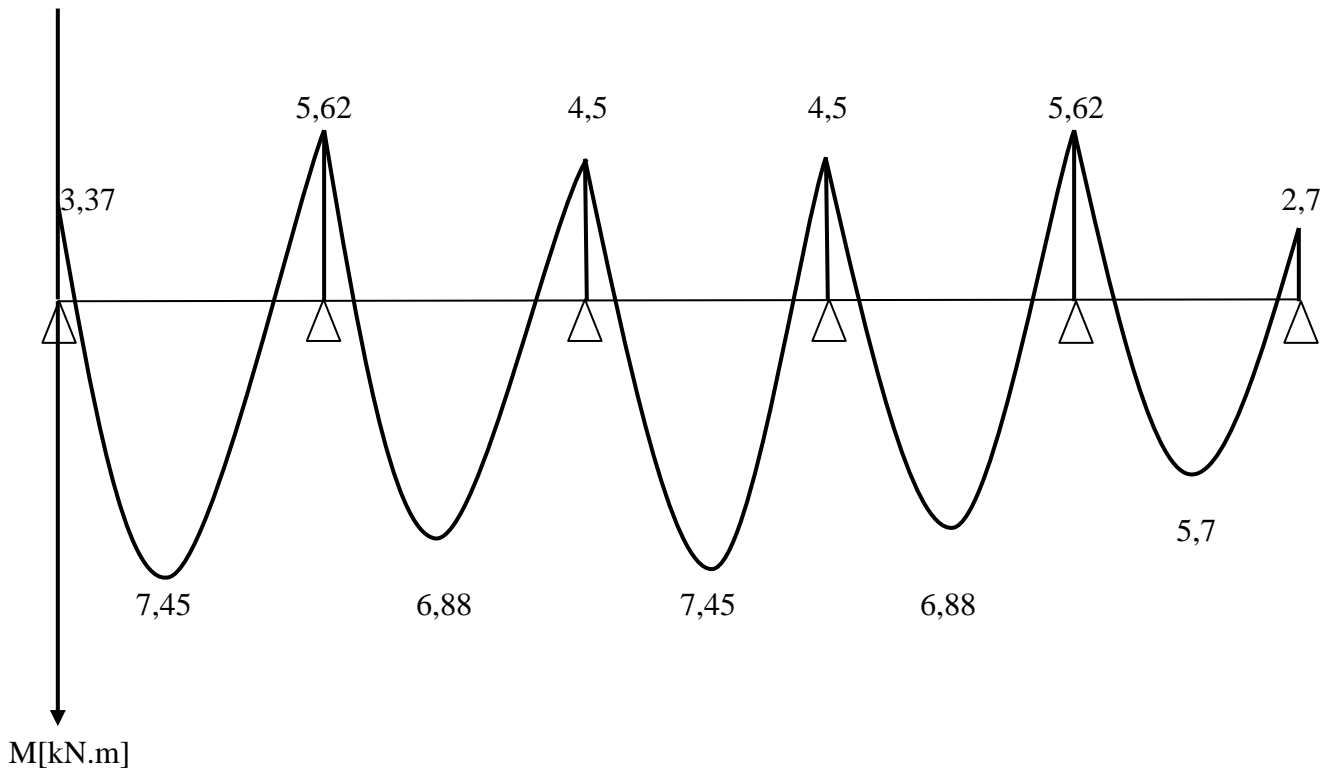


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

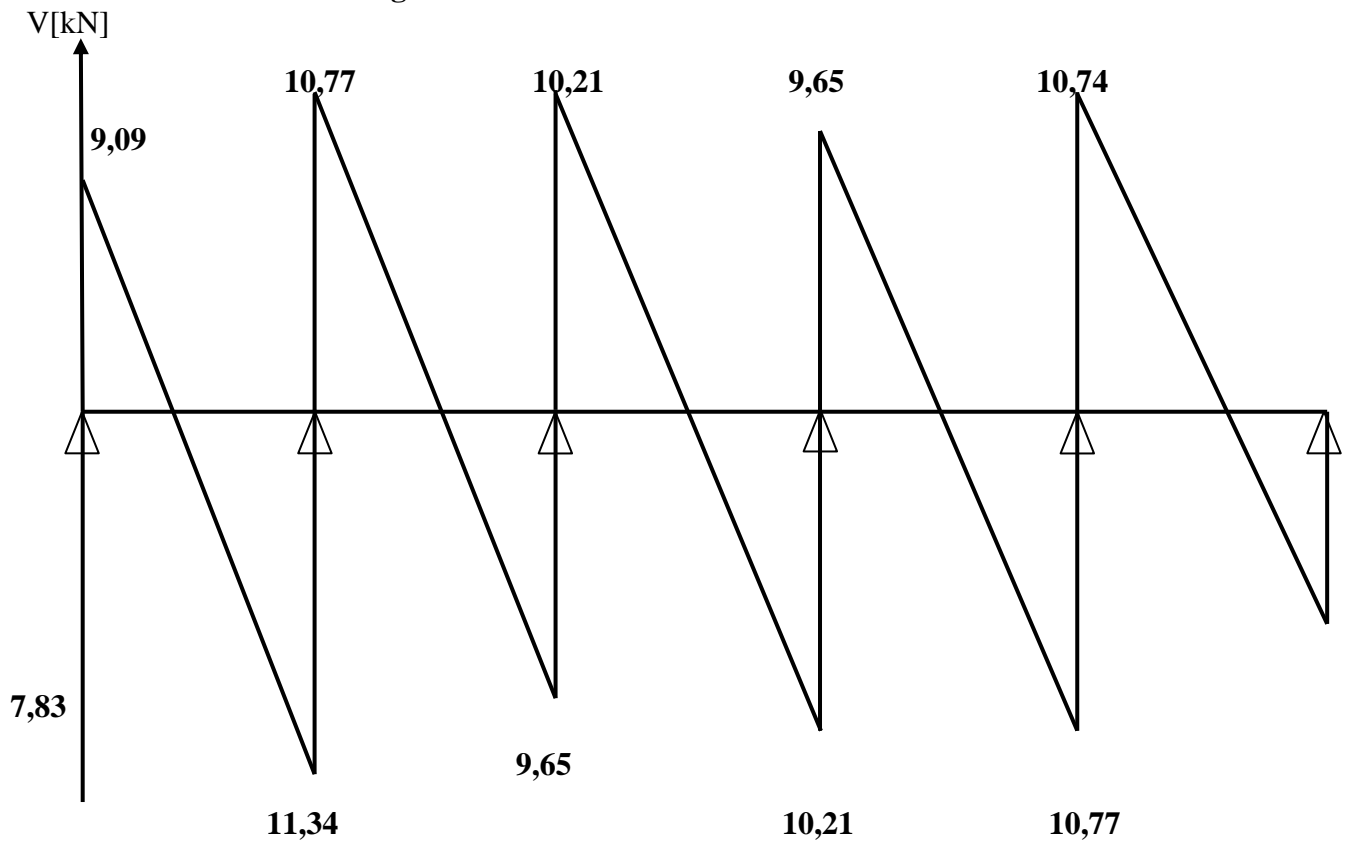


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les moments max

$$M_t^s = 7,45 \text{ kN.m}$$

$$M_a^s = 5,62 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant max:

$$V^s = 11,34 \text{ kN}$$

A) Vérification des contraintes de compression dans le béton

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. En travée : la section à l'ELU est $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,857 \rightarrow k_1 = 19,96$$

$$\rightarrow k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{19,96} = 0,05$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{7,45 \times 10^{-3}}{0,857 \times 0,18 \times 2,35 \times 10^{-4}} = 205,5 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration est peu nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_b = k\sigma_{st} = 0,05 \times 205,5 = 10,28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

Les armatures à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

2. Aux appuis:

La section à l'ELU est $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow k_1 = 25,65 \rightarrow k = 0,039$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a^s}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,62 \times 10^{-3}}{0,876 \times 0,18 \times 1,57 \times 10^{-4}} = 270 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_b = k\sigma_{sa} = 0,039 \times 270 = 10,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

B) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée** $\sigma_{st} = 205,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$
- **Aux appuis** $\sigma_{sa} = 270 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$

C) Etat limite de déformation : (BAEL91. A B.6.8, 424)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,5}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.045 > \frac{7,45}{15 \times 15,54} = 0,032 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,57}{18 \times 12} = 0,0073 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc on n'a pas besoin de calculer la flèche.

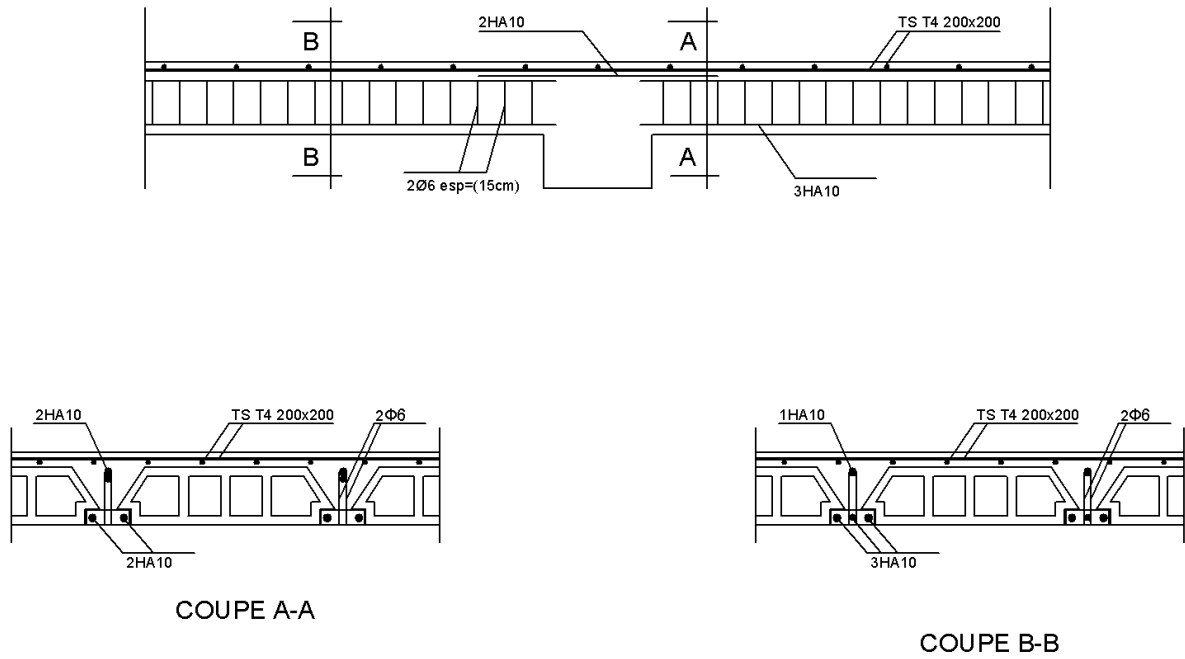


Schéma de ferrailage des planchers

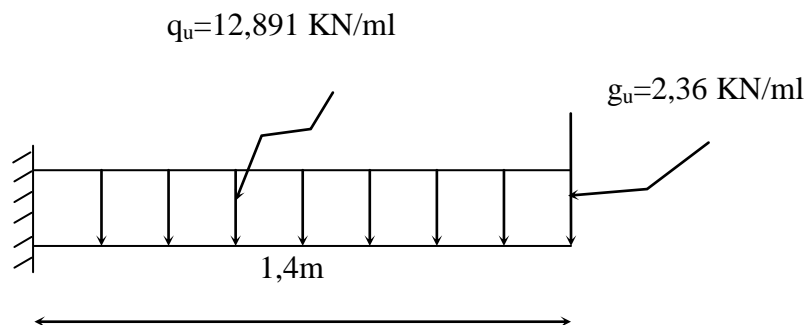
III.3) Calcul des balcons :**III.3.1) Calcul des balcons :**

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

- largeur $L = 1,40 \text{ m} = 140 \text{ cm}$

- épaisseur du balcon $e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} \geq 14 \text{ cm}$.

On prend **$e = 15 \text{ cm}$**

III. 3.1.1) Schéma statique :**III.3.1.2) Calcul des efforts :**

- charges et surcharges revenant à la dalle :

- $G = 5,66 \text{ kN/m}^2$ charges permanentes
- $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$ surcharges d'exploitation
- $g = G_{me} \times 1 \text{ m} = 2,36 \times 1 = 2,36 \text{ kN/m}$
charge de concentration due au poids propre du garde corps

III. 3.1.3) Combinaisons des charges :

a) Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

- la dalle : $q_u = (1,35 \times 5,66) + (1,5 \times 3,5) = 12,891 \text{ kN/ml}$
- garde corps : $g_u = 1,35 \times 2,36 = 3,186 \text{ kN}$

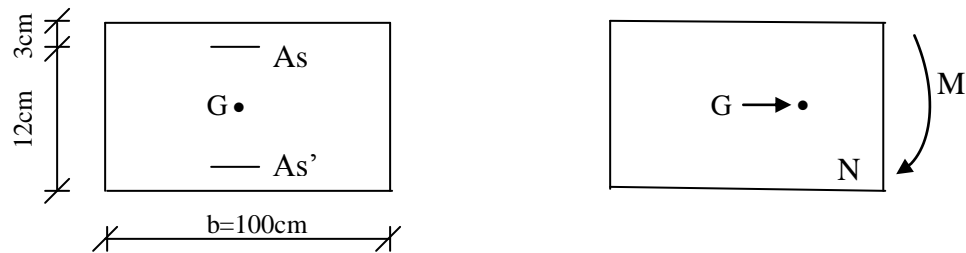
b) Combinaison de charge à l'ELS:

$$q_s = (G + Q)$$

- la dalle : $q_s = 5,66 + 3,5 = 9,16 \text{ kN/ml}$
- mûr extérieur $g_s = 2,36 \text{ kN}$

III.3.1.4) Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple



III.3.1.4.1) Calcul à l'ELU :

1) Calcul du moment total:

$$M_u = -\frac{qu.L^2}{2} - g_u \cdot L = -\frac{12,891 \times 1,4^2}{2} - 3,186 \times 1,4$$

$$M_u = -17,09 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Le signe (-) signifie que la fibre supérieure est tendue

2) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = -q_u.L - g_u = -12,891 \times 1,4 - 3,186$$

$$V_u = -21,23 \text{ kN}$$

3) Calcul des armatures en flexion simple :

• Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,09 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,09 \times 10^3}{0,956 \times 12 \times 348} = 4,28 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\phi 12/\text{ml} \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml** = 2,01 cm² → $S_t = 25 \text{ cm}$

III. 3.1.5.) Vérification à l'ELU :

III. 3.1.5.1) Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 5,68 > A_{\min} = 1,45 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.2) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

→ Condition vérifiée

III. 3.1.5.3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec} \quad V_u = 21,23 \text{ kN}$$

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21,23 \times 10}{100 \times 12} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors y'a pas de risque de cisaillement

III. 3.1.5.4) Vérification de l'adhérence des barres :

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

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

Avec : n nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{21,23 \times 10}{0,9 \times 12 \times 18,84} = 1,043 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.1.5.5) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 21,23 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21,23 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 61,04 \text{ mm}^2 = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.6) Vérification de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

On prévoit des crochets :

$$L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \text{ on adopte : } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

III.3.1.6) Vérification à l'ELS :

III.3.1.6.1) Calcul du moment d'encastrement

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l = -\frac{9,16 \times 1,4^2}{2} - 2,36 \times 1,4 = -12,3 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12,3 \text{ KN.m}$$

III.3.1.6.2) Vérification des contraintes à l'ELS :

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,471$$

Des tables, on aura :

$$\alpha_1 = 0,312 \rightarrow \beta_1 = 0,896 \rightarrow k_1 = 33,08$$

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,03$$

D'autres parts :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,3 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 202,47 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 202,47 = 6,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,07 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans l'acier :**

Situation peut nuisible :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_{e_s}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 202,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.6.3) vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.1.6.4) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{12,3}{10(12,3)} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{12 \times 100} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M₀ : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Conclusion :

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

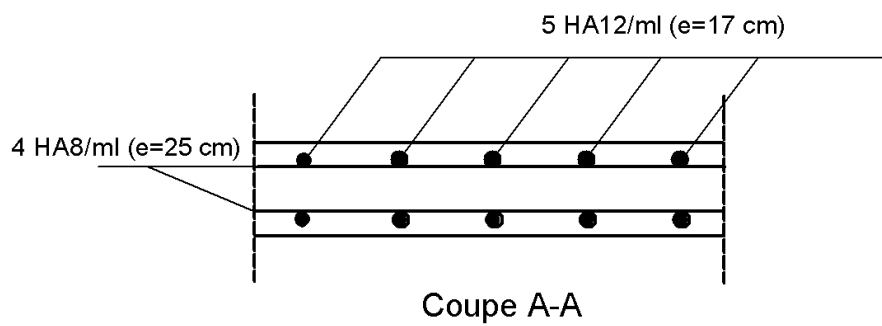
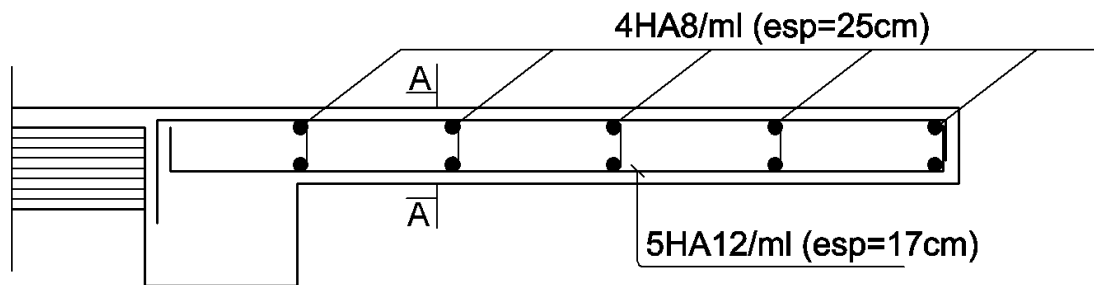


Schéma de ferrailage du balcon

III-4) Calcul d'escaliers :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III-4-2) Terminologie :

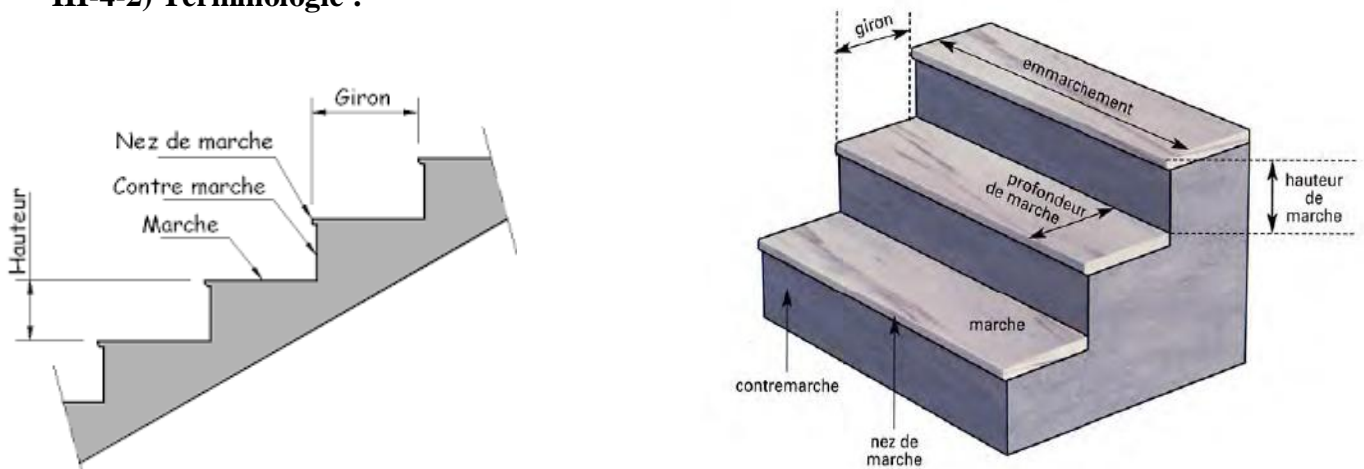


Fig III-4-1): Schéma de l'escalier.

- **La marche :** est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h :** est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à $22,5$ cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 66 .
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **Nez de marche :** Bord extérieur de la marche.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

III-4-3) Calcul des escaliers :**III-4-3-A) Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III-4-3-A-1) Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Le schéma statique d'escalier :

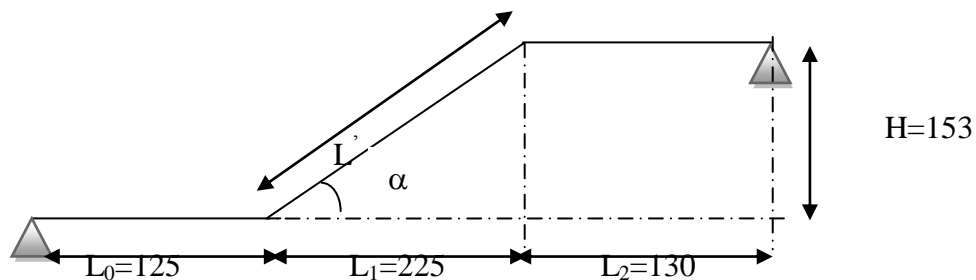


Fig III-4-2) : Schéma statique d'escalier étage courant.

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

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches :

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

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ cm}$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

$$\text{On a : } L_1 = 2,25 \text{ m}$$

$$L_1 = 2,25 \text{ m} \Rightarrow g = 2,25/8 = 0,28 \text{ m} \Rightarrow g = 28 \text{ cm}.$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

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

On a : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ **Les relations de BLONDEL sont vérifiées.**

F. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier

Application :

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{225}{\cos(31,26)} = 263 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2,63 + 1,30 = 3,93 \text{ m} = 393 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } \frac{393}{30} \leq e_p \leq \frac{393}{20} \Rightarrow 13,1 \leq e_p \leq 19,65$$

On opte pour: $e_p = 18 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-4-3-A-2) Détermination des charges et surcharges :

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

A. Les charges permanentes :

- Le poids des revêtements :

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (kN/m³)	G (kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Enduit ciment	0,015	18	0,27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0,2
G total				1,85

Tableau III-4-1) : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

➤ Le palier:

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [kN/m³]	G[kN/m²]
1	Dalle pleine en béton armé	0,18	25	4,5
2	poids des revêtements	-	-	1,85
G total				6,85

Tableau III-4-2) : Charges permanentes revenant au palier.

➤ La paillasse (La volée) :

N°	Elément	G[kN/m²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0,18 / \cos 31,26^\circ = 5,26$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0,17 / 2 = 2,125$
3	poids des revêtements	1,85
G total = 9,235		

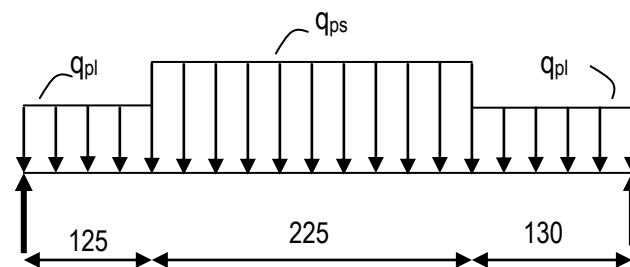
Tableau III-4-3) : Charges permanentes revenant à la paillasse.

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2,5 \text{ kN / m}^2$.

III-4-3-A-3) Combinaison des charges :

- **ELU:** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ **Palier :** $q_u = (1,35 \times 6,85 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,99 \text{ kN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_u = (1,35 \times 9,235 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,21 \text{ kN / ml}$.
- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$
 - ✓ **Palier :** $q_s = (6,85 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,35 \text{ kN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_s = (9,235 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,73 \text{ kN / ml}$.

III-4-3-A-4) Calculs à l'ELU :**Fig III-4-3) Schéma statique d'escalier à l'ELU****➤ Calcul des efforts internes :**

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 12,99 \times (1,30 + 1,25) + 16,21 \times 2,25$$

$$R_A + R_B = 69,6$$

$$\sum M/A=0 \quad \Longrightarrow$$

$$4,8 R_B = (12,99 \times 1,25 \times 0,625) + (16,21 \times 2,25 \times 2,375) + (12,99 \times 1,30 \times 4,15) = 0$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 34,84 \text{ KN} \\ R_B = 34,76 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :****a) Pour $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$**

$$T_y = R_A - q_{pl} x$$

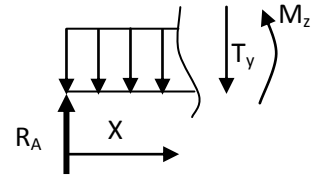
$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 34,84 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow T_y = 34,84 - (12,99 \times 1,25) = 18,60 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_{pl} x^2/2$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow M_z = 33,40 \text{ KNm}$$

**b) Pour $1,25 \leq x \leq 3,5\text{m}$**

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1,25 - q_{ps} (x - 1,25)$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow T_y = 18,60 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 3,5 \rightarrow T_y = -17,87 \text{ KN}$$

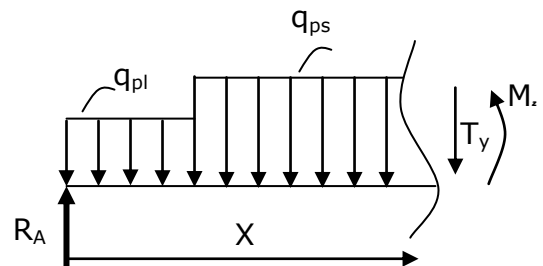
$$M_z = R_A x - (q_{pl} \times 1,25)(x - 0,625) - q_{ps} \frac{(X-1,25)^2}{2}$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow M_z = 33,4 \text{ KNm}$$

$$\checkmark X = 3,5 \rightarrow M_z = 34,22 \text{ KNm}$$

✓ L'abscisse $x=2,39 \text{ m}$ est trouvée en résolvant l'équation $T_y(x) = 0$, ce qui nous a permis de trouver le moment max.

$$\checkmark X = 2,39 \rightarrow M_z = 44,07 \text{ KNm}$$

**c) Pour $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$**

$$T_y = -R_B + q_{pl} x$$

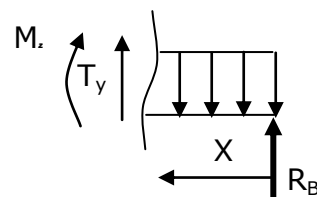
$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -34,76 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,3 \rightarrow T_y = -17,87 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - q_{pl} x^2/2$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\checkmark X = 1,3 \rightarrow M_z = 34,22 \text{ KNm}$$



Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_u^a = -0,3 \times M_z^{\max} \rightarrow M_u^a = \underline{\underline{-13,22 \text{ KN.m}}}$
- En travée : $M_u^t = 0,85 \times M_z^{\max} \rightarrow M_u^t = \underline{\underline{37,45 \text{ KN.m}}}$

Diagramme des moments max

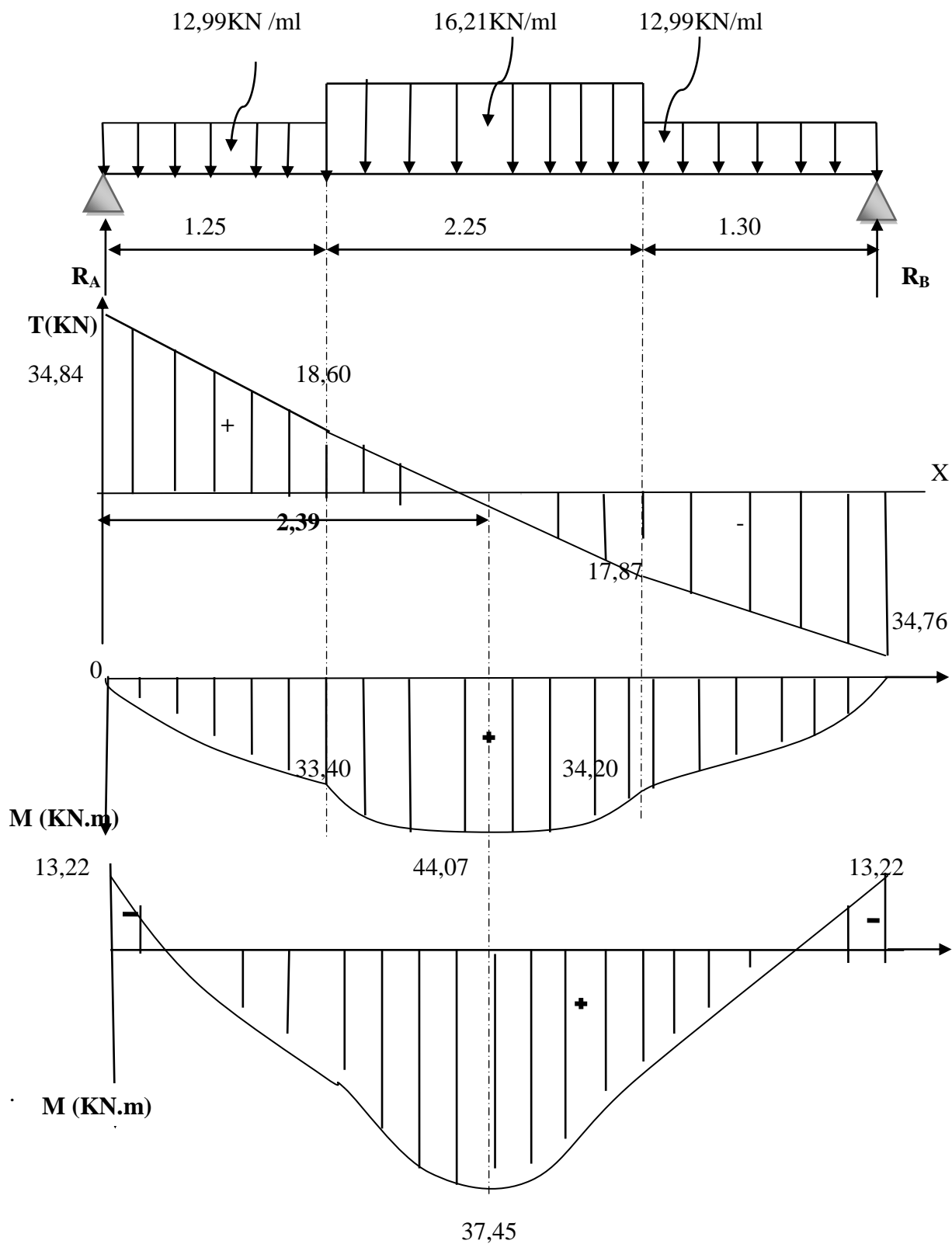


Figure 3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III-4-3-A-5) Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

b = 100 cm; h = 18 cm; c = 2 cm; d = 16 cm.

✓ **Armatures aux appuis :**

➤ **Armatures principales:**

$$M_a = -13,22 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{13,22 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,036$$

$\mu_b = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,036 \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_a = \frac{13,22 \times 10^2}{0,982 \times 16 \times 34,8} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²**

avec : **S_t = 20 cm**

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10/ml = 3,14 cm²**

Avec : **S_t = 25 cm**

✓ **En travée :**

➤ **Armatures principales :**

$$M_t = 37,45 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{37,45 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,102$$

$\mu_b = 0,102 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,102 \longrightarrow \beta = 0,946$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{37,45 \times 10^2}{0,946 \times 16 \times 34,8} = 7,10 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm² avec : S_t = 20 cm

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3,14 cm² avec : S_t = 25 cm

III-3-3-A-6) Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_t = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres :

➤ Armatures principales :

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures répartitions :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ **La fissuration est préjudiciable**

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

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

➤ $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 34,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34,84 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 34,84 \text{ kN}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 1 = 960 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 34,84 \text{ kN} \leq 960 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(34,84 + \frac{(-13,22) \times 10^2}{0,9 \times 16} \right) = -0,16 \leq A_a \quad \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

• **Appui : 5 HA 12**

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{34,84 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Travée: 5 HA 16**

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 16 = 251,2 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{34,84 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 251,2} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$.

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,27 \phi \text{ cm.}$$

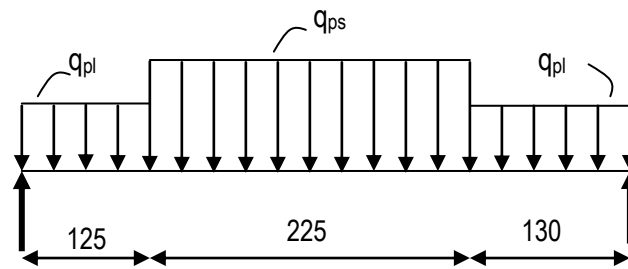
$$\text{Soit : } L_s = 35,27 \phi \text{ cm}$$

➤ **Remarque :**

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 1,2 = 16,9 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 17 \text{ cm}$

III-4-3-A) Calculs à l'ELS :**Fig III-4-4) : Schéma statique d'escalier à l'ELS.****➤ Calcul des efforts internes :**

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 9,35 \times (1,30+1,25) + 11,73 \times 2,25$$

$$\sum M/A=0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 50,24$$

$$4,8 R_B = (9,35 \times 1,25 \times 0,625) + (11,73 \times 2,25 \times 2,375) + (9,35 \times 1,30 \times 4,15) = 0$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 25,16 \text{ KN} \\ R_B = 25,08 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :**d) Pour $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$**

$$T_y = R_A - q_{pl} x$$

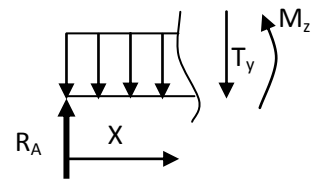
$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 25,16 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow T_y = 25,16 - (9,35 \times 1,25) = 13,47 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_{pl} x^2/2$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow M_z = 24,14 \text{ KNm}$$

**e) Pour $1,25 \leq x \leq 3,5\text{m}$**

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1,25 - q_{ps} (x - 1,25)$$

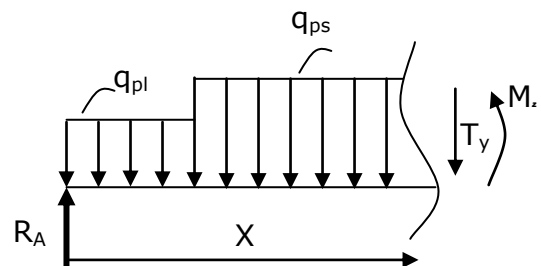
$$\checkmark X = 1,25 \rightarrow T_y = 13,47 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 3,5 \rightarrow T_y = -12,92 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - (q_{pl} \times 1,25)(x - 0,625) - q_{ps} \frac{(x-1,25)^2}{2}$$

$$X = 1,25 \rightarrow M_z = 24,14 \text{ KNm}$$

$$X = 3,5 \rightarrow M_z = 24,76 \text{ KNm}$$



L'abscisse $x=2,39$ m est trouvée en résolvant l'équation $T_Y(x) = 0$, ce qui nous a permis de trouver le moment max.

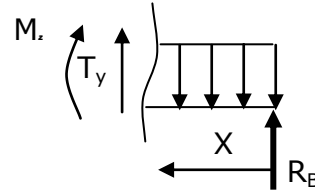
$$X = 2,39 \rightarrow M_z = 31,88 \text{ KNm}$$

f) Pour $0 \leq x \leq 1,3$ m

$$T_y = -R_B + q_{pl} x$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -25,08 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,3 \rightarrow T_y = -12,93 \text{ KN}$$



$$M_z = R_B x - q_{pl} x^2/2$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\checkmark X = 1,3 \rightarrow M_z = 24,70 \text{ KNm}$$

.

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_u^a = -0,3 \times M_z^{\max} \rightarrow M_u^a = \underline{\underline{-9,56 \text{ KN.m}}}$
- En travée : $M_u^t = 0,85 \times M_z^{\max} \rightarrow M_u^t = \underline{\underline{27,09 \text{ KN.m}}}$

Diagramme des moments max

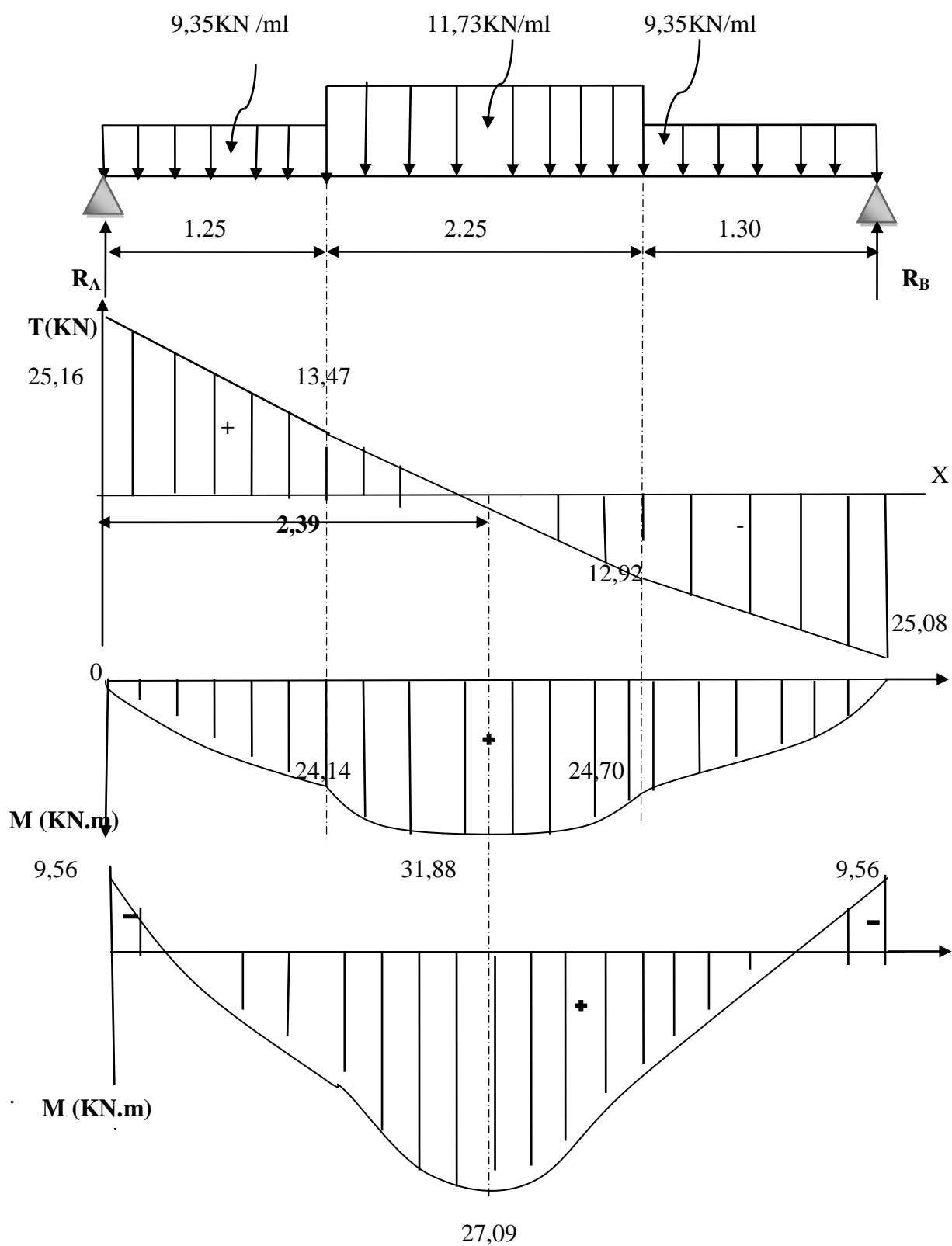


Figure 3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III-3-3-A-8) Vérifications à l'ELS :**a. vérification des contraintes :****Il faut vérifiée les conditions suivantes :**

✓ **La contrainte dans les aciers** $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

✓ **La contrainte dans le béton** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1. Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

➤ $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$.

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,67 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

- **En appui :**

Avec :

$$M_s^a = -9,56 \text{ kN.m}$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,351$$

$$\rho_1 = 0,351 \rightarrow \beta_1 = 0,908 \rightarrow K_1 = 39,35$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,564 \times 10^3}{0,9 \times 16 \times 5,65} = 117,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 117,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201,63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **En Travée:**

Avec :

$$M_s = 27,09 \text{ kN.m}$$

$$A_u = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 16} = 0,63$$

$$\rho_1 = 0,48 \rightarrow \beta_1 = 0,883 \rightarrow K_1 = 27,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{27,09 \times 10^3}{0,90 \times 16 \times 10,05} = 187,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201,63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39,35} \times 117,50 = 2,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27,73} \times 197,18 = 6,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.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 :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{480} = 0,037 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : **L** : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_t : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}) = \max(11.73; 9.35) = 11.73 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différée.

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

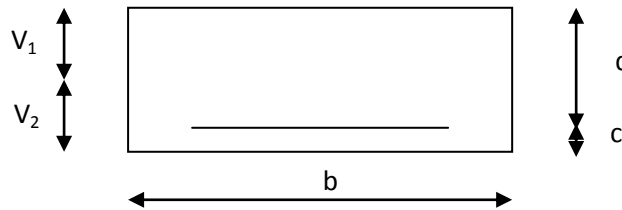


Fig III-4-5) : La section de la paillasse.

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 10,05 \times 16 = 18612 \text{ cm}^3$$

B₀ : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 18) + (15 \times 10,05) = 1950,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{18612}{1950,75} = 9,54; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9,54 = 8,46 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} (9,54^3 + 8,46^3) + 15 \times 10,05 \times (8,46 - 2)^2$$

$$I = 55415,9 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,73 \times 10^3 \times (4,8)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 55415,9 \times 10^{-8}} = 0,13 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, les escaliers seront ferrailés comme suit :

❖ **Aux Appuis:**

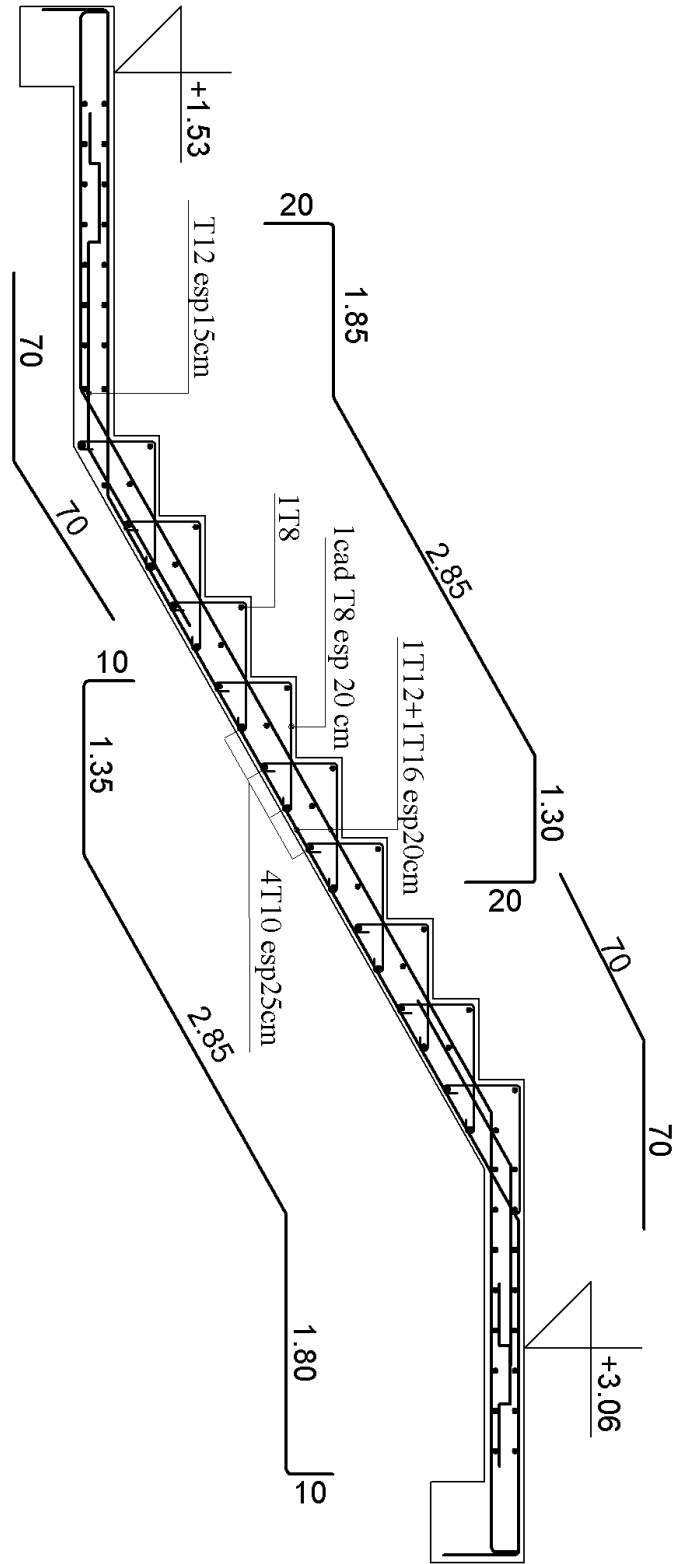
Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travée :**

Armatures principales: 5HA16/ml avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$



III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1.Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

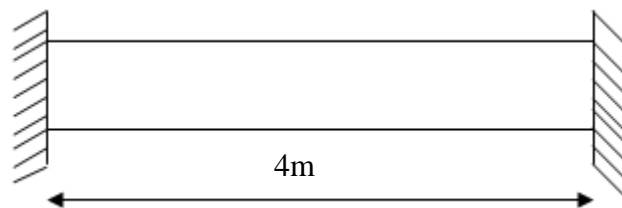


Fig III.5.1: schéma statique de la poutre palière

III.5.2.Pré dimensionnement :

$L=4m$, Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

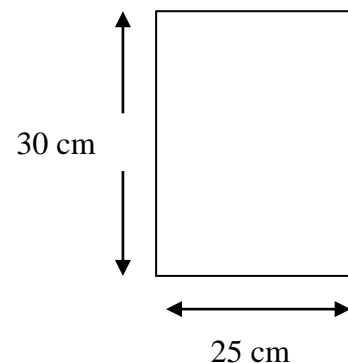
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66cm \leq h_t \leq 40cm.$$

On opte pour : **ht=30 cm**

2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12cm < b \leq 21cm$$

On prend : **b= 25 >20 cm**



- Vérification des conditions du RPA**

$h_t = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$**Condition vérifiée.**

$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4$ **Condition vérifiée.**

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.3.Détermination des charges et surcharges :**-Poids propre de poutre :**

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ kN/ml.}$$

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{à l'ELU: } R_A^U = 34,84 \text{ kN/ml}$$

$$\text{à l'ELS: } R_A^S = 25,08 \text{ kN/ml}$$

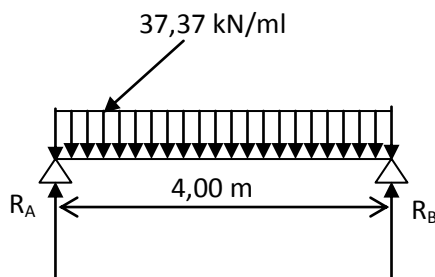
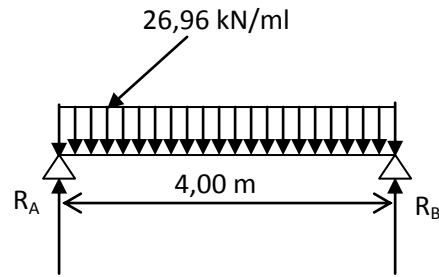
III.5.4.Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35G + R_A^U = 1,35 \times 1,88 + 34,84 = 37,37 \text{ kN/ml.}$$

$$q_u = 37,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + R_A^S = 1,88 + 25,08 = 26,96 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s = 26,96 \text{ kN/ml}$$

III.5.4. Schémas statiques:**-Schéma statique (ELU)****-Schéma statique (ELS)****Fig III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière****1. à l'ELU :****Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,37 \times 4,00}{2} = 74,74 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{37,37 \times (4)^2}{8} = 74,74 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \times 74,74 = 63,52 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \times 74,74 = -22,42 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{37,37 \times 4}{2} = 74,74 \text{ kN}$$

2. à l'ELS :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{26,96 \times 4}{2} = 53,92 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{26,96 \times (4)^2}{8} = 53,92 \text{ kN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \times 53,92 = 45,83 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 53,92 = -16,17 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{26,96 \times 4}{2} = 53,92 \text{ kN}$$

III.5.6. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :

* A l'ELS :

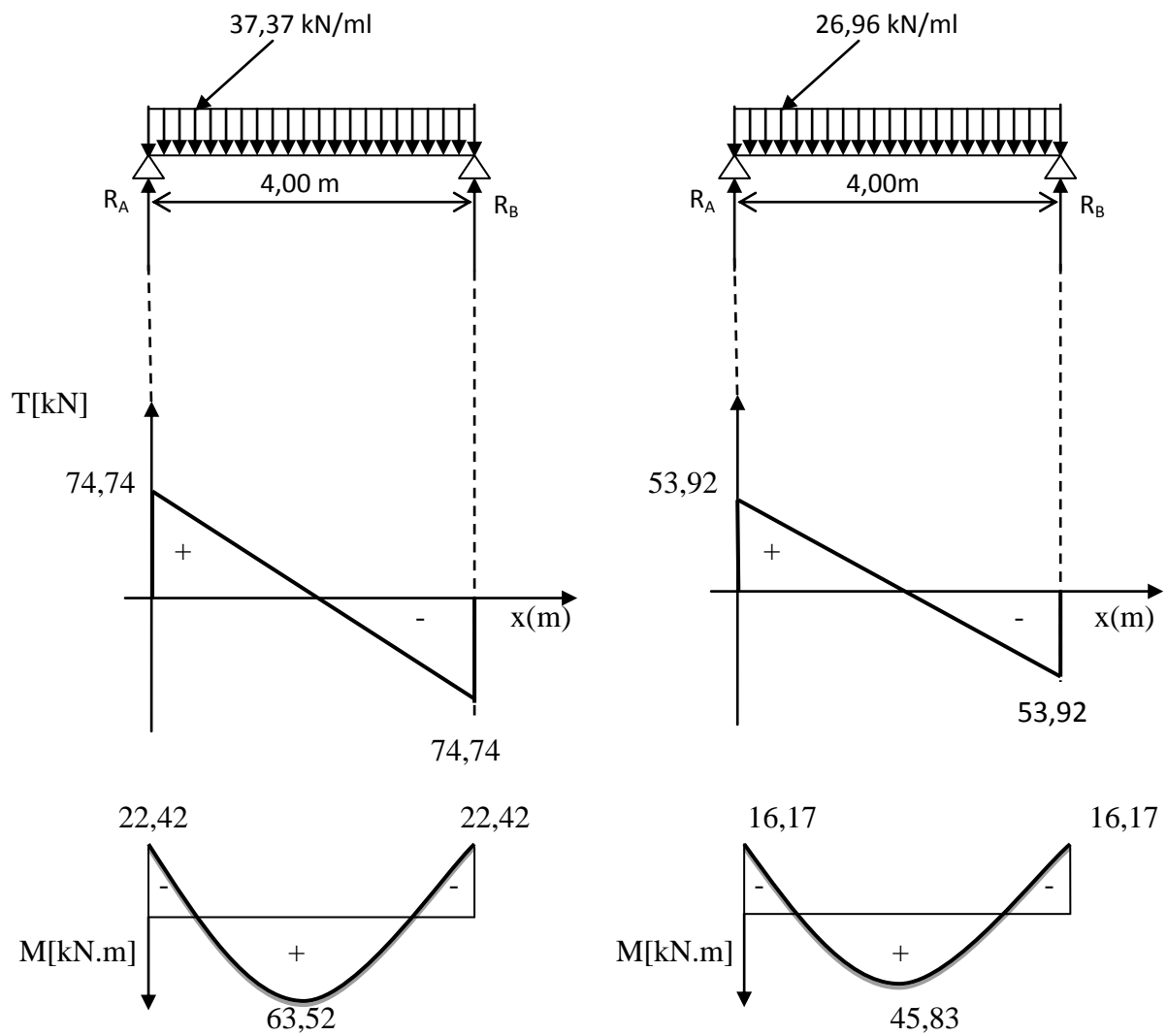


Fig III.5.3: Les diagrammes des efforts internes

III.5.7. Ferrailage (ELU) :**En travée :**

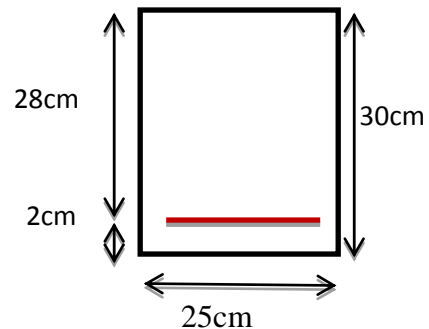
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{63,52 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,228$$

$$u_b = 0,228 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,228 \Rightarrow \beta = 0,869$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63,52 \times 10^3}{0,869 \times 28 \times 348} = 7,50 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA14}(\text{fil}) + 2\text{HA14}(\text{chap}) = 7,69 \text{ cm}^2$.

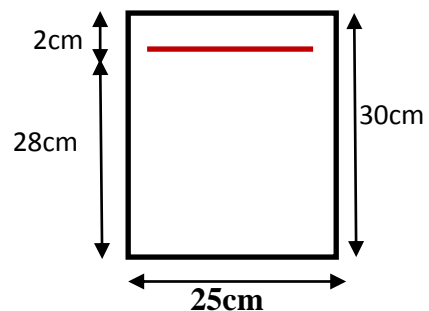
**Aux appuis:**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,42 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$u_b = 0,080 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,42 \times 10^3}{0,958 \times 28 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2$$



Soit $A_a = 3\text{HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$.

• Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$7,69 + 3,39 = 11,08 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.8. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :**

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 28 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 7,69 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{74,74 \times 10^3}{0,25 \times 0,28 \times 10^6} = 1,03 < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :**• Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_u^{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{74,74 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2,14 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 3,39 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 74,74 \text{ kN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 74,74 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

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

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times (3,14) \times 14 = 219,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{74,74 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 219,8} = 1,35 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1,35 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

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

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

Soit : **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; **Soit un crochet de 20 cm.**

f. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g. espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$St \leq St_{\max} = \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{25,2 ; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit **$S_t = 20 \text{ cm}$**

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0,8; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit : **$S_t = 7.5 \text{ cm.}$**

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : **$S_t = 15 \text{ cm.}$**

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art :5.1,22/BAEL91).**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4bS_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0,38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.9. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 53,92 \text{ kN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 45,83 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -16,17 \text{ kN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

❖ Etat limite de compression dans le béton :

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32,62 \Rightarrow K = \frac{1}{32,62} = 0,030 \\ \beta_1 = 0,895 \end{cases}$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{16,17 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 190,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,030 \times 190,33 = 5,71 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,69}{25 \times 28} = 1,096 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 19,72 \Rightarrow \kappa = 0,0507 \\ \beta_1 = 0,856 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{45,83 \times 10^3}{0,856 \times 28 \times 7,69} = 248,65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,0507 \times 248,651 = 12,606 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0,075 \leq \frac{45,83}{10(53,92)} = 0,084 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v : Module de déformation différée.

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^2) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 7,69 \times 27 = 14364,45 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (25 \times 30) + (15 \times 7,69) = 865,35 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{14364,45}{865,35} = 16,60; \quad V_2 = h - V_1 = 30 - 16,60 = 13,40 \text{ cm.}$$

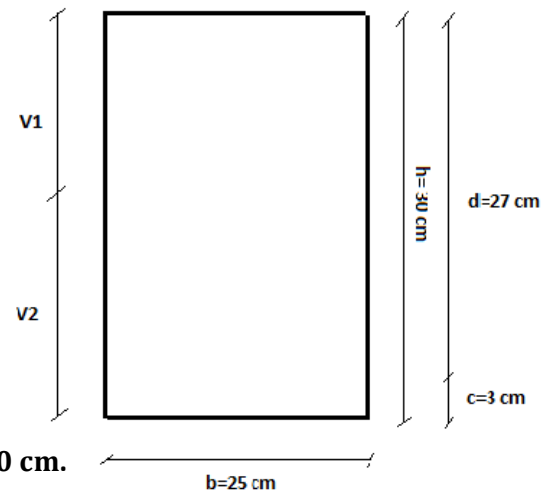


Fig III-5-4) : La section de la poutre

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{25}{3} (16,6^3 + 13,4^3) + 15 \times 7,69 \times (13,4 - 3)^2$$

$$I = 70646,256 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{26,96 \times 10^3 \times (4)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 70646,256 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis : 3 HA12 = 3,39 cm².**
- **Travée : 5 HA14 = 7,69 cm².**
- **Armature transversales: 4 HA8 = 2,01 cm²**

Avec :

St=15 cm en zone courante (l'espacement des armatures transversales).

St=8 cm en zone nodale (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

POUTRE PALIERE

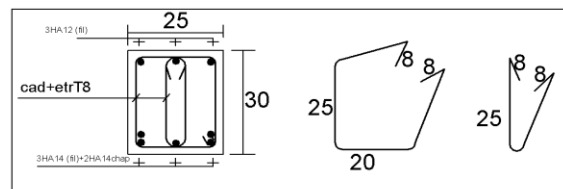
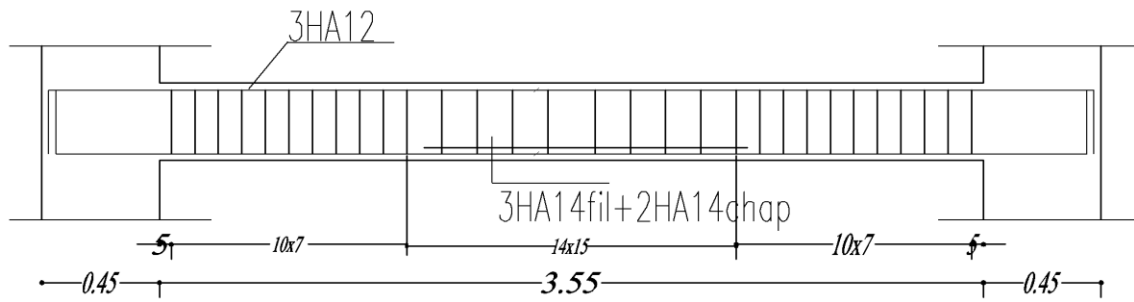


Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6) Etude de la salle machine :

III.6.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), un ascenseur a été prévu, de surface égale à $(1,60 \times 1,80 = 2,88 \text{ m}^2)$ et d'une vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

III.6.2) Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$;

on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

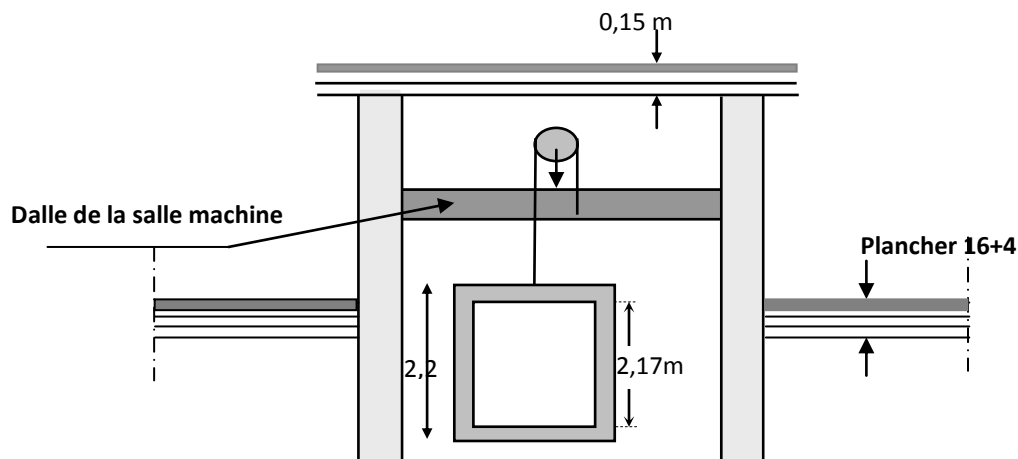


Fig.6.1 : coupe verticale de la salle machine

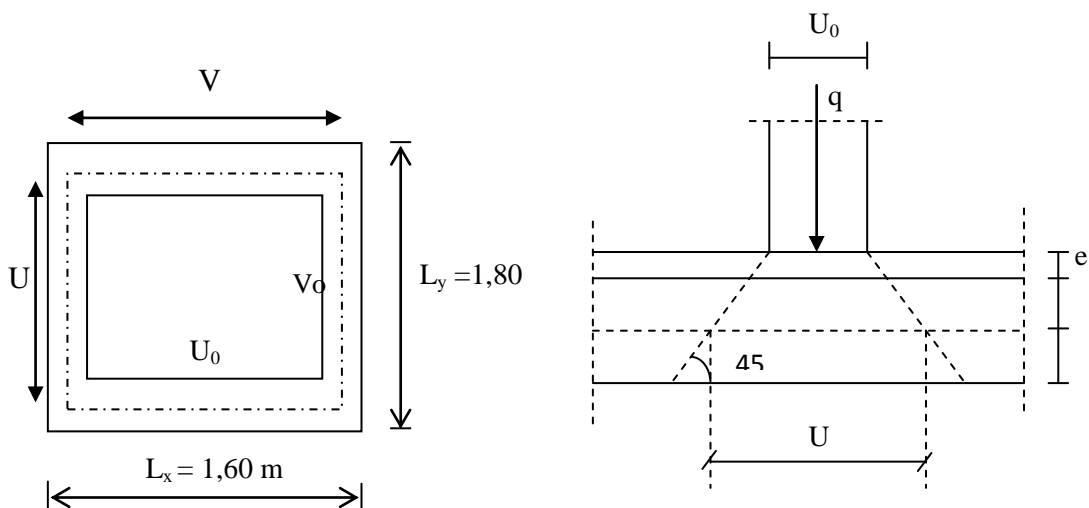


Fig.6.2 : schéma statique de la salle machine.

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

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + k.e + h_t \\ V = V_0 + k.e + h_t \end{cases}$$

avec :

h_t = épaisseur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

U_0 ; V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0=V_0= 100\text{cm}$).

k : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$$\text{D'où : } U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

$$V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,80} = 0,88 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = q_u (vM_1 + M_2)$$

v : coefficient de poisson ; à l'ELU $v = 0$, et à l'ELS $v = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,25}{1,60} = 0,781 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{1,80} = 0,694$$

Après interpolation : $M_1 = 0,0625$; $M_2 = 0,0539$

A l'ELU :

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,0625 = 7,593 \text{ kN/m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,0539 = 6,548 \text{ kN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$$\rho = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0,0478$$

$$\mu_y = 0,740$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2.$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0478 \times 6,563 \times (1,6)^2 = 0,803 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,803 \times 0,740 = 0,594 \text{ kN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,396 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,142 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85 et 0,3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0,85M$

$$M_{xt} = 0,85M_x = 7,137 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85M_y = 6,070 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3M$

$$M_{xa} = -0,3M_x = -2,518 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3M_y = -2,142 \text{ kN.m}$$

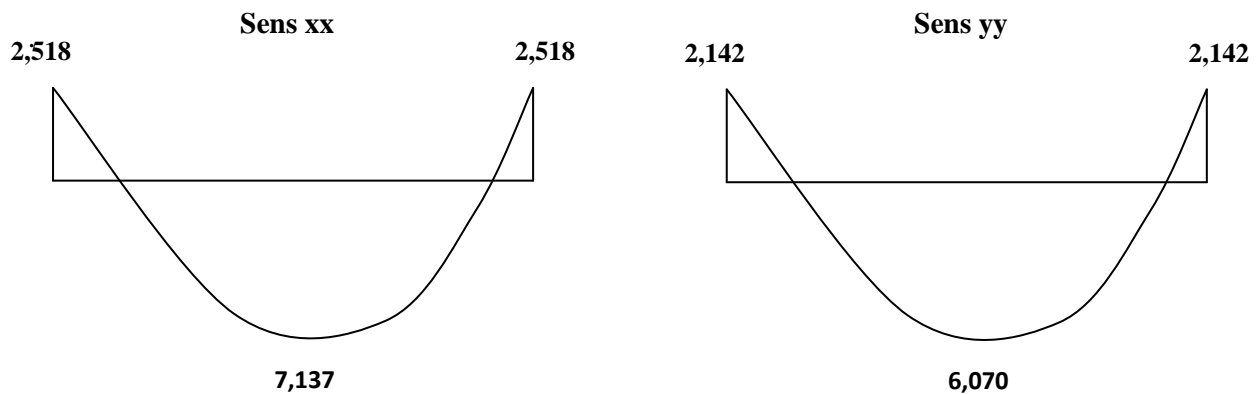


Fig III.6.3 : Les moments dans les 2sens

III.6.3. Calcul de la section d'armature :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a)Sens x-x :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x't}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,137 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030$$

On a : $\mu_b = 0,030 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{x't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,137 \cdot 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,518 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010$$

On a : $\mu_b = 0,010 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,518 \cdot 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,559 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sens y-y :• **En travée :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{x,t}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,070.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0260$

On a : $\mu_b = 0,0260 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0226 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{6,070.10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

• **Aux appuis :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{x,a}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,142.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008$

On a : $\mu_b = 0,008 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

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

$$A_a = \frac{M_{x,a}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{2,205 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,489\text{cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

III.6.4) Vérification à l'ELU :**a) Diamètre minimales des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_o}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

Or : $\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) < \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$

$25 < 33\text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25\text{cm} < (4h, 45\text{cm}) < \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$

$25 < 45\text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

c) Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0,0008 \times (3 - 0,88)}{2} \times 100 \times 15 = 1,58 \text{ cm}^2$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$)

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,58 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

d) Condition de non poinçonnement :

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

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN}.$$

$$N_u = 121,5 \leq 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 5 = 562,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ kN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{32,4}{1 \times 0,13} = 249,230 \text{ kN/m}^2 = 0,29 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.6.5) calcul a l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90 \text{ kN}$.

$$v = 0,2$$

Donc : $M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,0625 + 0,2 \times 0,0539) = 6,60 \text{ kN.m}$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,0539 + 0,2 \times 0,0625) = 5,98 \text{ kN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1,00 = 4,75 \text{ kN/ml}.$$

$$\rho = 88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0478 \times 4,75 (1,6)^2 = 0,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,740 \times 0,58 = 0,43 \text{ kN.m}.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,6 + 0,58 = 7,18 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,98 + 0,43 = 6,41 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85 et 0,3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0,85M$

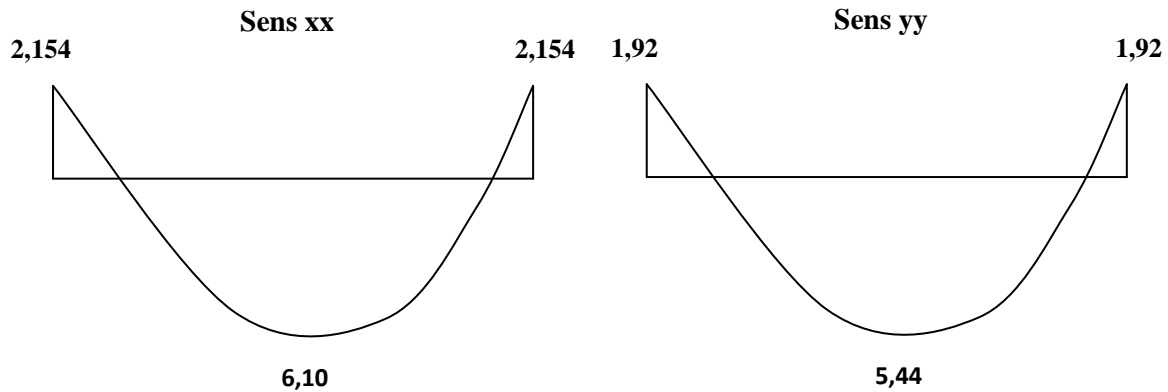
$$M_{xt} = 0,85M_x = 6,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85M_y = 5,44 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3M$

$$M_{xa} = -0,3M_x = -2,154 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3M_y = -1,92 \text{ kN.m}$$



III6.6) Vérification à L'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :(sens le plus défavorable).

Aux appuis : $M_a = 2,154 \text{ kN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \Rightarrow \quad k = 0,0204 \text{ et } \beta = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,154 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 57,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,0204 \times 57,29 = 1,17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 6,10 \text{ kN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad k = 0,0204 \text{ et } \beta = 0,921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,10 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 162,25 \text{ MPa}$$

$$0,0204 \times 162,25 = 3,31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens xx, donc elles sont aussi vérifiées dans le sens yy

III-6-7) Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

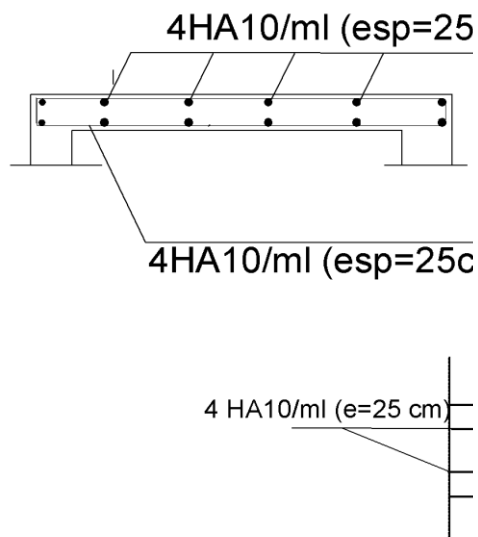


Schéma de ferrailage de la dalle salle machine

Chapitre IV :

Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV. Présentation de l'ETABS

IV-1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-3. 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 décente 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

IV-4. Étapes de modélisation :

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.

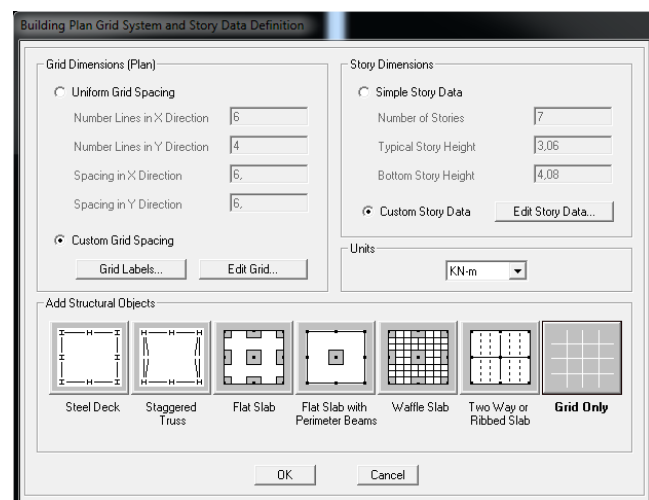
En bas de l'écran, on sélectionne kN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

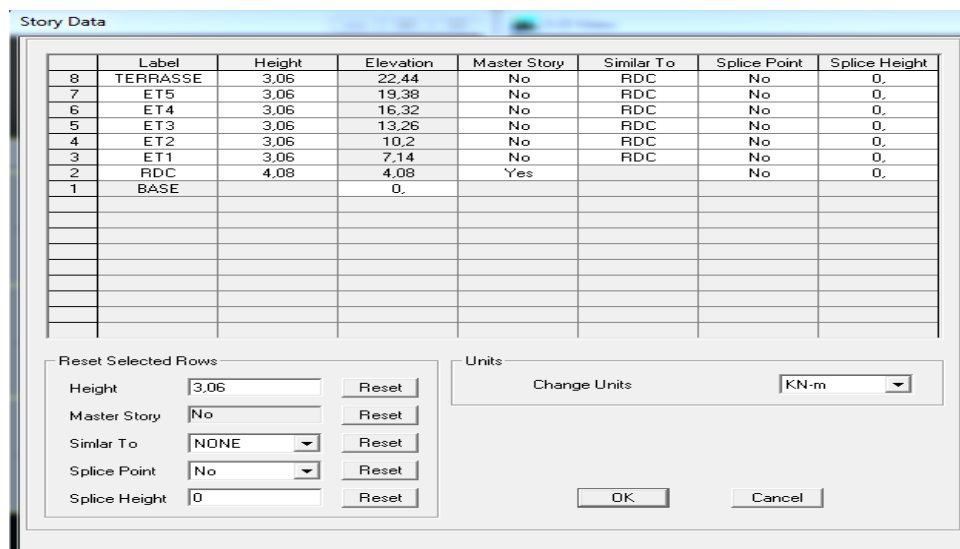
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

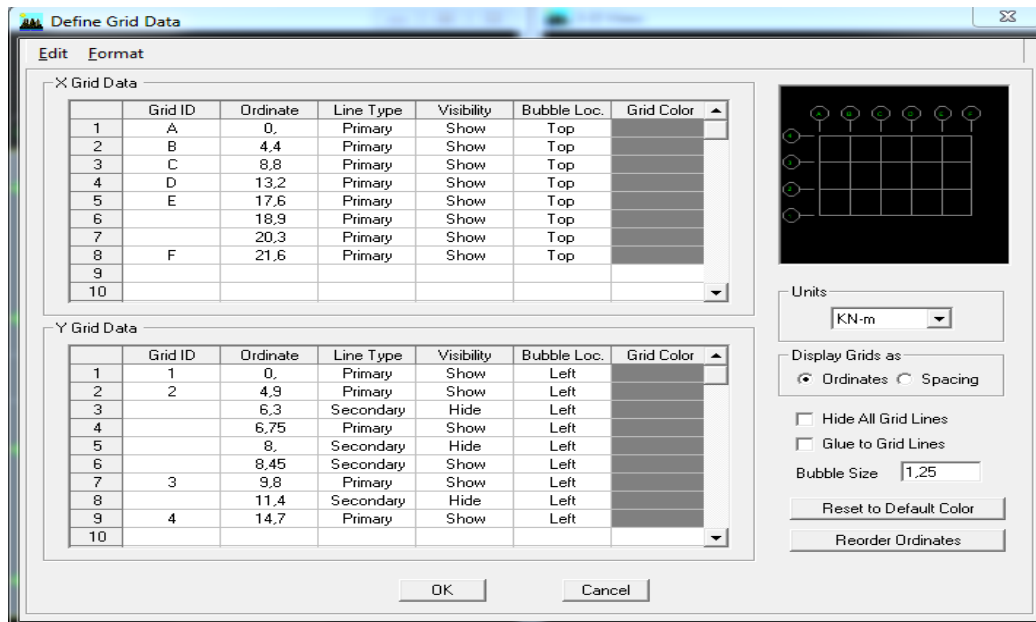
Le nombre de portiques suivant x-
x. Le nombre de portique suivant
y-y. Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D

c) Modification de la géométrie de base :



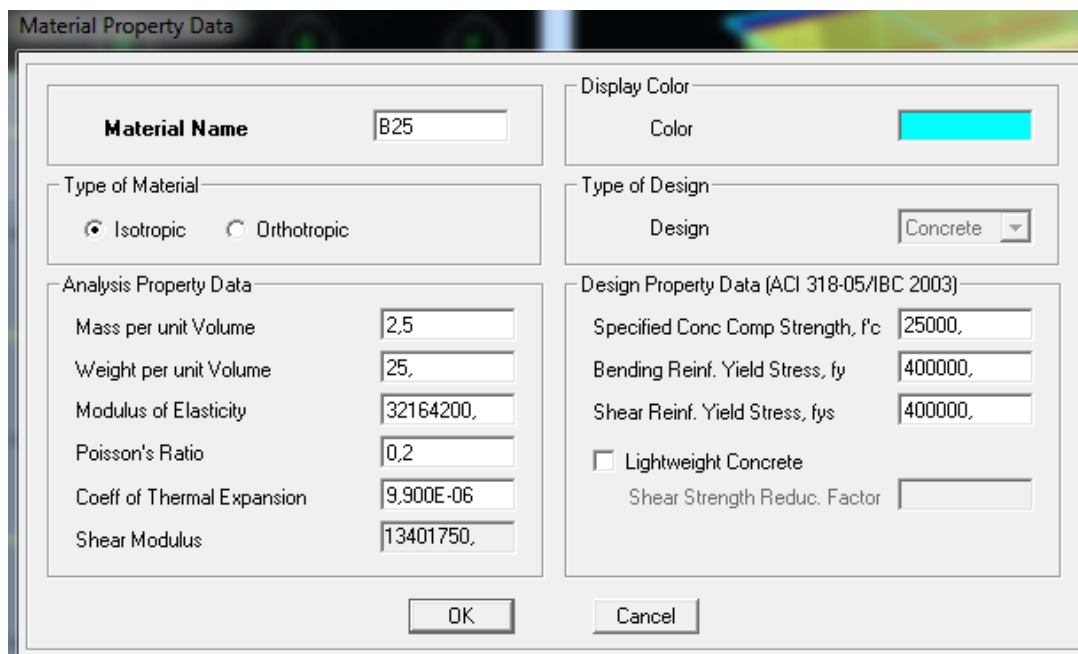


2) Deuxième étape :

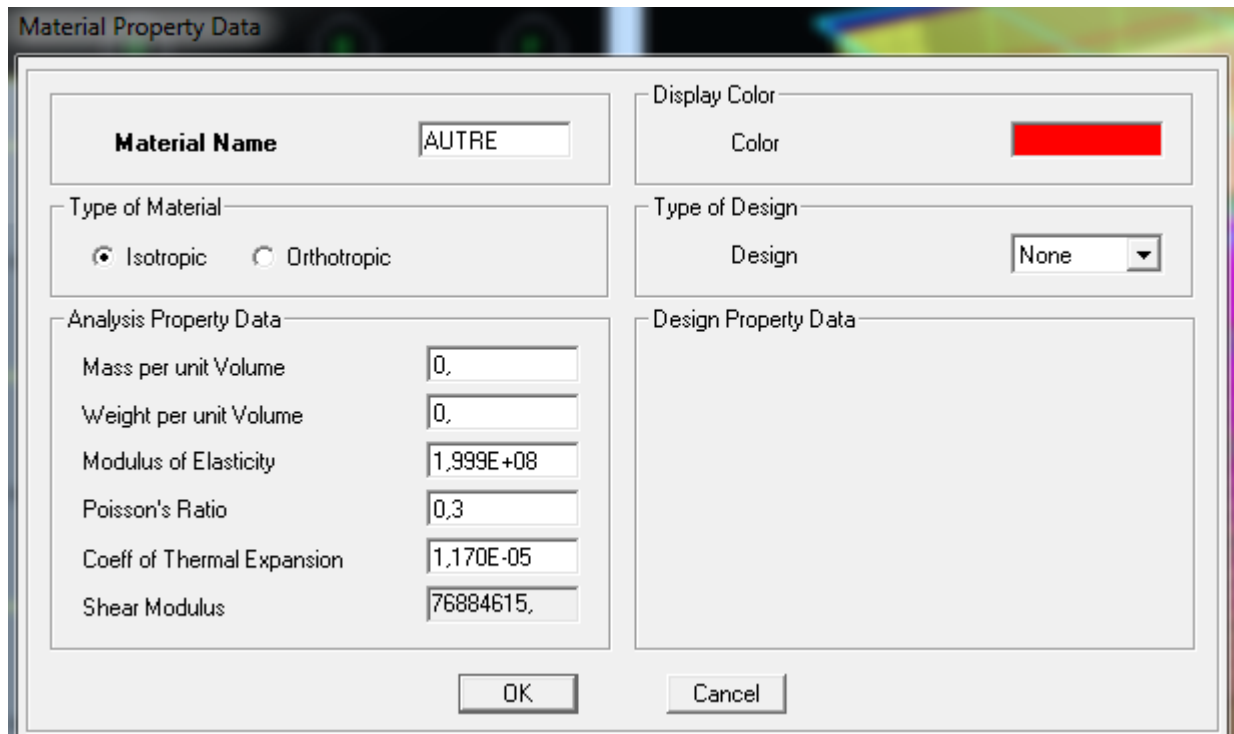
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, **l'acier et le béton**.

On clique sur **Define**, puis **Material proprietes**, après on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

- **Pour le béton :**



- Pour l'acier planchers :



Material Property Data

Material Name : AUTRE

Display Color : Color [Red Box]

Type of Material : ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design : Design [None ▼]

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	0,
Weight per unit Volume	0,
Modulus of Elasticity	1,999E+08
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05
Shear Modulus	76884615,

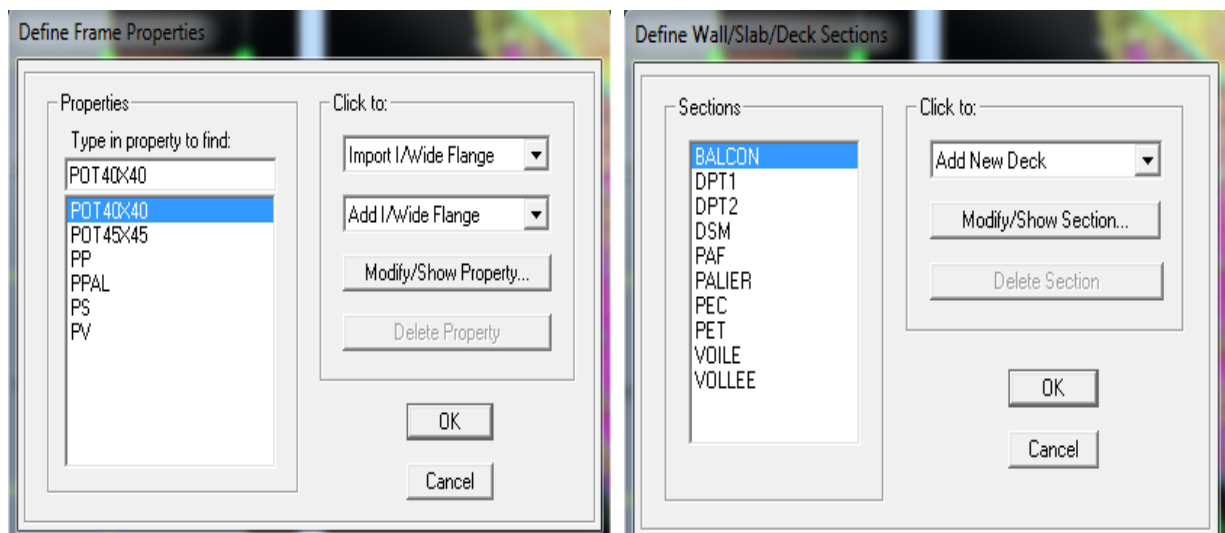
Design Property Data

OK Cancel

3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalles, voiles...)

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



Define Frame Properties

Properties

Type in property to find:

- POT40X40
- POT40X40**
- POT45X45
- PP
- PPAL
- PS
- PV

Click to:

- Import I/Wide Flange ▼
- Add I/Wide Flange ▼
- Modify/Show Property...
- Delete Property

OK Cancel

Define Wall/Slab/Deck Sections

Sections

- BALCON**
- DPT1
- DPT2
- DSM
- PAF
- PALIER
- PEC
- PET
- VOILE
- VOLLEE

Click to:

- Add New Deck ▼
- Modify/Show Section...
- Delete Section

OK Cancel

4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a 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)

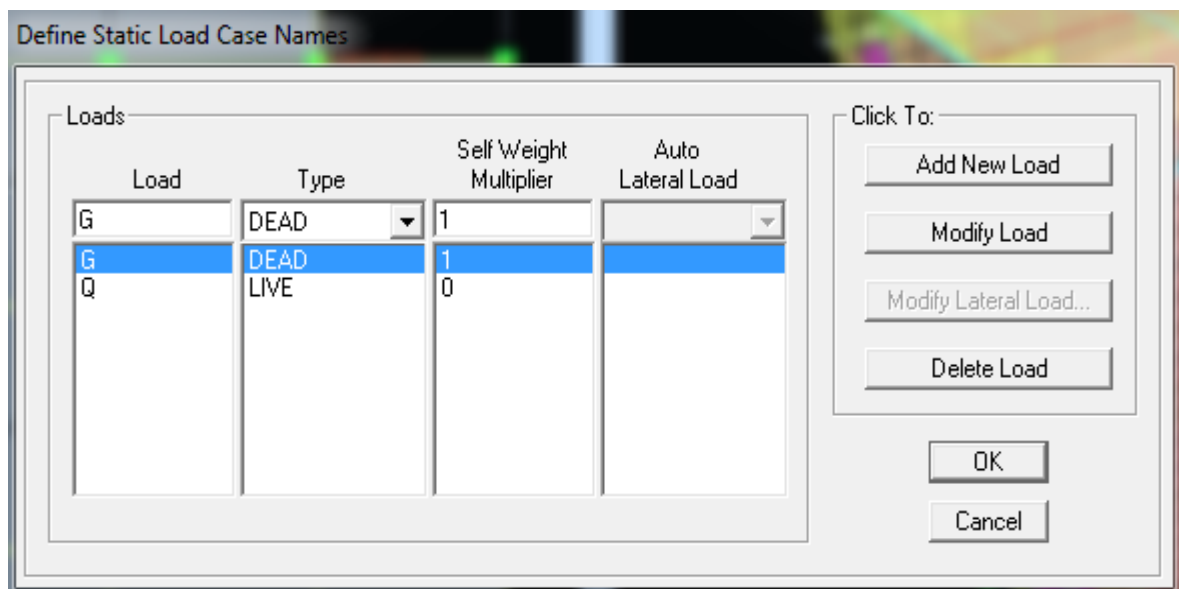
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name : (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier : (Coefficient interne poids propre) : **0**



b) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

➤ **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

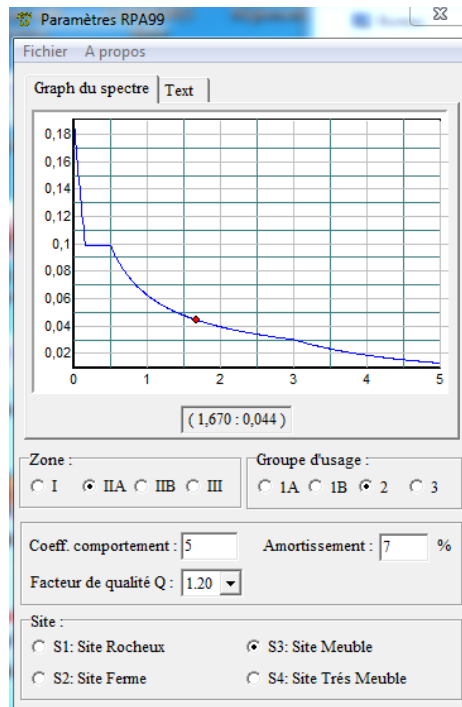
Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coefficient de comportement : **Portiques auto stable avec remplissage**

Remplissage: **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

Site : **S3** (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

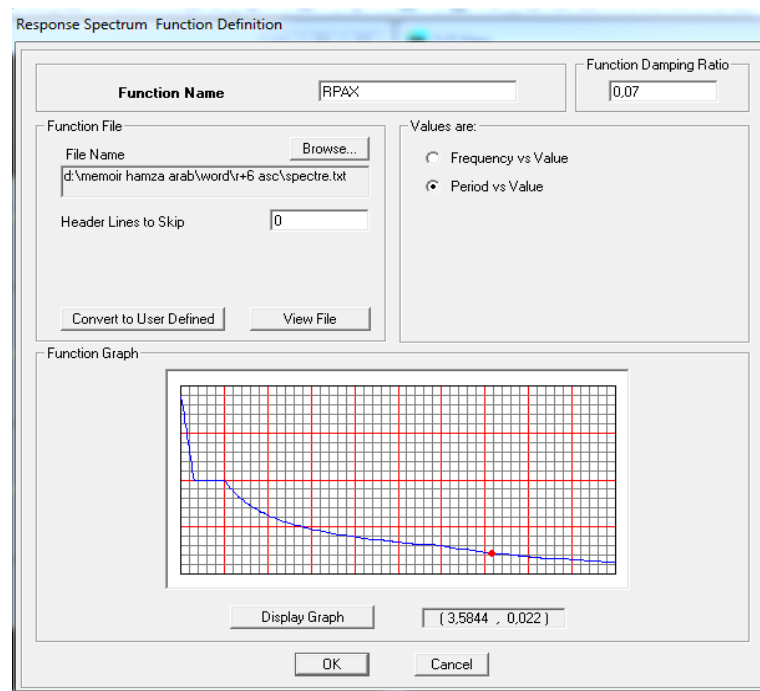
Facteur de qualité : on prend le cas le plus défavorable **1.20**



Après avoir introduit les données dans toutes cases, on clique sur l'onglet **Text**, Puis **Enregistrer**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement sismique **E**, pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

5) cinquième étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed 

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

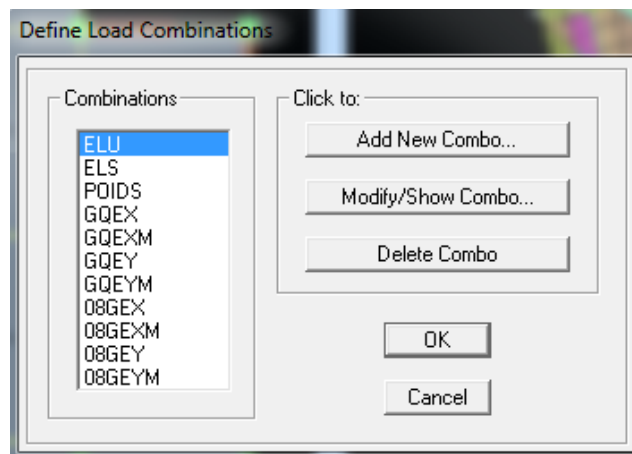
6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**
ELU : $1,35G+1,5Q$
ELS: $G+Q$
Poids: $G+0,2Q$
- **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



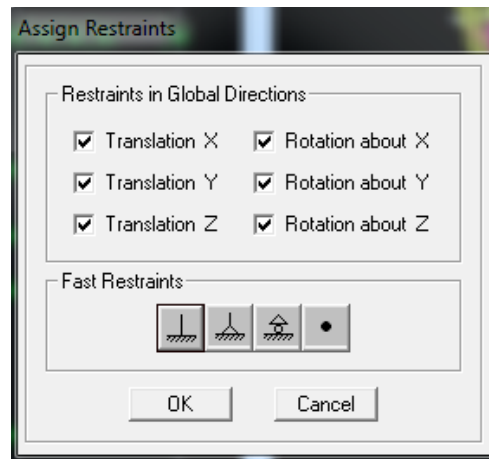
7) septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds a la base puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints



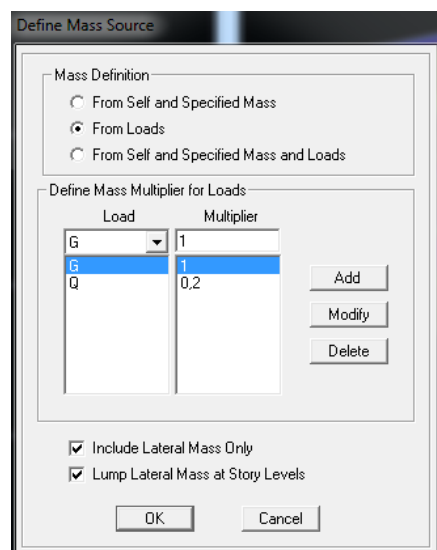
- **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

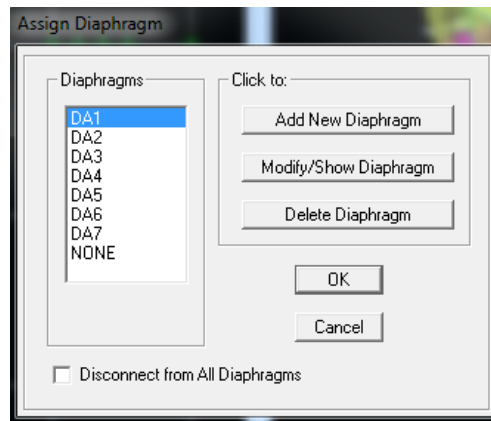


- **Diaphragme :**

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.

8) huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

IV.5. Vérification de l'exigence de RPA

IV.5.1. Type de contreventement (justification du type de contreventement):

a) Les charges horizontales suivant X :

- Select → by pier ID → tous les **VL**
- Display → show tables
- Combination **Ex**
- Wall output → wall force → Pier force

Etages	V ₂	V _x	V ₂ /V _x
RDC	1348,35	1557,15	0,87
ET1	1160,08	1489,75	0,78
ET2	981,33	1379,82	0,71
ET3	888,29	1229,7	0,72
ET4	668,95	1025,28	0,65
ET5	465,34	772,59	0,6
Terrace	215,31	449,5	0,48

$$x = \frac{\sum \frac{V_2}{V_x}}{7} \times 100 = \frac{4,81}{7} \times 100$$

$$x = 68,7\%$$

b) Les charges horizontales suivant Y :

Etages	V ₂	V _y	V ₂ /V _y
RDC	1502,26	1633,99	0,91
ET1	1281,46	1564,8	0,81
ET2	1080,48	1450,65	0,74
ET3	982,24	1291,89	0,76
ET4	737,82	1074,52	0,68
ET5	505,64	805,47	0,62
Terrace	196,66	464,87	0,42

$$y = \frac{\sum \frac{V_2}{V_y}}{7} \times 100 = \frac{4,94}{7} \times 100$$

$$y = 70,6\%$$

c) Les charges verticales :

- Sélectionner les nœuds des voiles a la base
- Display → show tables
- Combinaison → poids
- Support reactions
- Copier vers **Excel**
- F_z → la somme

$$F_z = 5108,3 \text{ kN}$$

Le pourcentage des efforts verticales repris par les voiles est donne par :

$$V = \frac{F_z}{W_t} \times 100$$

F_z : rections des voiles à la base

W_t : le poids total du bâtiment

$$V = \frac{5108,3}{25747,47} \times 100$$

$$V = 19,84\%$$

Conclusion :

- ✓ Charges horizontales reprises par les voiles suivant X : 68,7%
- ✓ Charges horizontales reprises par les voiles suivant Y : 70,6%
- ✓ Charges verticales reprises par les voiles : 19,84%

Les voiles reprennent 19,84% des sollicitations dues aux charges verticales, ce pourcentage est inférieur à 20%.

Alors on peut considérer que les sollicitations (horizontale et vertical) sont reprises par les voiles et les portiques

D'où le type de contreventement est mixte (type 4-a, Art 3-4 RPA 99 modifier 2003), et le coefficient de comportement R est pris égal à 5

IV.5.2. Vérification de la masse participante:

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

Display → Show Tables → Modal Information Building → Modal Information →
Table: Modal Participation Mass Ratios

Modal Participating Mass Ratios								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0,652181	71,3156	1,5249	0,0000	71,3156	1,5249	0,0000
	2	0,592274	1,4553	71,4729	0,0000	72,7709	72,9977	0,0000
	3	0,418296	0,0008	0,5220	0,0000	72,7717	73,5197	0,0000
	4	0,159830	14,7377	2,0383	0,0000	87,5094	75,5580	0,0000
	5	0,148274	2,3070	14,5418	0,0000	89,8164	90,0999	0,0000
	6	0,101363	0,0362	0,0001	0,0000	89,8526	90,0999	0,0000
	7	0,068076	4,5264	1,2661	0,0000	94,3790	91,3661	0,0000
	8	0,064038	1,2500	4,4751	0,0000	95,6290	95,8412	0,0000
	9	0,054690	0,0039	0,0034	0,0000	95,6330	95,8446	0,0000
	10	0,052624	0,0889	0,0718	0,0000	95,7218	95,9164	0,0000
	11	0,052280	0,0379	0,0009	0,0000	95,7598	95,9173	0,0000
	12	0,052072	0,0103	0,0281	0,0000	95,7700	95,9454	0,0000
	13	0,052013	0,1044	0,0331	0,0000	95,8745	95,9785	0,0000
	14	0,051046	0,0158	0,0067	0,0000	95,8903	95,9852	0,0000
	15	0,049307	0,0856	0,0035	0,0000	95,9759	95,9888	0,0000
	16	0,049220	0,0002	0,0003	0,0000	95,9762	95,9891	0,0000
	17	0,048434	0,0001	0,0000	0,0000	95,9763	95,9891	0,0000

La condition du RPA se vérifié au 7^{eme} Mode **condition vérifiée.**

Modal Participating Mass Ratios					
Edit View		Modal P.			
	Mode	Period	UX	UY	RZ
▶	1	0,652181	71,3156	1,5249	0,0015
	2	0,592274	1,4553	71,4729	0,5298
	3	0,418296	0,0008	0,5220	72,1252

Les 3 premiers modes sont vérifiées {
 Mde1 : translation suivant X-X
 Mode 2 : translation suivant Y-Y
 Mode 3 : rotation suivant Z-Z

IV.5.3. Vérification de la période :

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 1,3 C_T h_N^{3/4} \quad ; (4-6 \text{ RPA2003})$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 22,44m$

Du Tableau 4.6 du RPA99 $\rightarrow C_T = 0.05$

$$T = 1,3 \times 0,05 \times 22,44^{3/4} = 0,671$$

D'où : $T = 0,671 \text{ s} \geq T_{etabs} = 0,652 \text{ s} \rightarrow$ Condition vérifiée

IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

$$V_{\text{base .MSM}} \geq 80\% V_{\text{base .MSE}}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a) $V_{\text{base.MSM}}$:**L'effort tranche engendré par E**

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex et Ey spectra +OK

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	TERRASSE	EX	Top	0,00	449,50	74,22	4058,366	0,000	0,000
	TERRASSE	EX	Bottom	0,00	449,50	74,22	4058,366	227,110	1375,455
	TERRASSE	EY	Top	0,00	74,43	464,87	5086,478	0,000	0,000
	TERRASSE	EY	Bottom	0,00	74,43	464,87	5086,478	1422,494	227,743
	ET5	EX	Top	0,00	768,93	110,99	6908,815	227,110	1375,455
	ET5	EX	Bottom	0,00	772,59	111,38	6936,401	560,433	3711,624
	ET5	EY	Top	0,00	111,41	801,55	8752,802	1422,494	227,743
	ET5	EY	Bottom	0,00	111,87	805,47	8826,960	3859,404	562,094
	ET4	EX	Top	0,00	1022,11	135,26	9192,433	560,433	3711,624
	ET4	EX	Bottom	0,00	1025,28	135,61	9216,183	942,679	6761,955
	ET4	EY	Top	0,00	136,64	1071,30	11796,727	3859,404	562,094
	ET4	EY	Bottom	0,00	137,08	1074,52	11858,127	7063,383	948,535
	ET3	EX	Top	0,00	1227,26	159,31	11075,254	942,679	6761,955
	ET3	EX	Bottom	0,00	1229,70	159,61	11093,887	1373,502	10389,812
	ET3	EY	Top	0,00	160,99	1289,43	14290,182	7063,383	948,535
	ET3	EY	Bottom	0,00	161,37	1291,89	14336,318	10888,296	1386,921
	ET2	EX	Top	0,00	1378,17	179,42	12514,058	1373,502	10389,812
	ET2	EX	Bottom	0,00	1379,82	179,69	12527,449	1854,176	14453,920
	ET2	EY	Top	0,00	180,64	1448,90	16163,929	10888,296	1386,921
	ET2	EY	Bottom	0,00	180,98	1450,65	16196,714	15179,118	1875,680
	ET1	EX	Top	0,00	1488,41	200,38	13647,816	1854,176	14453,920
	ET1	EX	Bottom	0,00	1489,75	200,68	13659,158	2384,161	18818,471
	ET1	EY	Top	0,00	200,91	1563,55	17600,573	15179,118	1875,680
	ET1	EY	Bottom	0,00	201,32	1564,80	17624,175	19785,724	2412,164
	RDC	EX	Top	0,00	1556,42	218,39	14374,363	2384,161	18818,471
	RDC	EX	Bottom	0,00	1557,15	218,52	14380,230	3167,216	24913,323
	RDC	EY	Top	0,00	218,29	1633,50	18508,767	19785,724	2412,164
►	RDC	EY	Bottom	0,00	218,52	1633,99	18518,223	26208,029	3200,237

Story	VX(t)	VY(t)
RDC	1557,15 KN	1633,99 KN

b) $V_{\text{base.MSE}}$

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t \quad ; (4.1 \text{ RPA99})$$

➤ A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

Groupe 2
Zone II } A = 0,15

➤ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,81 \geq 0,7 \text{ vérifiée}$$

$\eta = 0,81$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages en BA, mur en maçonnerie
 $\xi = 8,5\%$

➤ T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau (4.7.RPA)

Site 3 (Site meuble) $\rightarrow T_2 = 0,5 S$

➤ La période fondamentale donnée par Etabs $\rightarrow T = 0,67 S$

➤ la valeur de D :

$$T_2 = 0,50 S < T = 0,67 < 3S \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,67}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,50}{0,67}\right)^{2/3} = 1,67$$

$D = 1,67$

➤ La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$Q_x = 1,2$ et $Q_y = 1,2$

➤ **R** : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3 type 4-a). Il est selon le système de contreventement mixte pour **R=5**.

➤ W_t : le poids total de la structure, il est tiré de Etabs comme suivant.

Display \rightarrow Show Tables \rightarrow Select Cases/ Combos \rightarrow poids comb +OK

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	POIDS	Top	3055,00	0,00	0,00	0,000	22951,200	-31979,825
	TERRASSE	POIDS	Bottom	3779,45	0,00	0,00	0,000	28319,205	-39756,452
	ET5	POIDS	Top	6522,88	0,00	0,00	0,000	49039,007	-68148,534
	ET5	POIDS	Bottom	7349,80	0,00	0,00	0,000	55075,601	-77933,475
	ET4	POIDS	Top	10093,22	0,00	0,00	0,000	75795,403	-106325,558
	ET4	POIDS	Bottom	10920,14	0,00	0,00	0,000	81831,998	-116110,498
	ET3	POIDS	Top	13663,57	0,00	0,00	0,000	102551,800	-144502,581
	ET3	POIDS	Bottom	14490,49	0,00	0,00	0,000	108588,395	-154287,521
	ET2	POIDS	Top	17233,91	0,00	0,00	0,000	129308,197	-182679,605
	ET2	POIDS	Bottom	18138,86	0,00	0,00	0,000	135918,312	-193317,675
	ET1	POIDS	Top	20882,29	0,00	0,00	0,000	156638,114	-221709,751
	ET1	POIDS	Bottom	21787,24	0,00	0,00	0,000	163248,229	-232347,821
	RDC	POIDS	Top	24530,67	0,00	0,00	0,000	183968,031	-260739,905
	RDC	POIDS	Bottom	25747,47	0,00	0,00	0,000	192985,270	-275061,833

D'où: $W_T = 25747,47 \text{ kN}$

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{A.D.Q}{R} W_T = \frac{0,15 \times 1,67 \times 1,2}{5} \times 25747,47 = 1547,94 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} V_{\text{base.MSE}} = 1547,94 \\ 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1238,35 \text{ kN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_{x(\text{MSM})} = 1557,15 \text{ kN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1238,35 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ V_{y(\text{MSM})} = 1633,99 \text{ kN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1238,35 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

IV.5.5. Vérification des déplacements:

❖ Déplacement relatifs:

D'après le RPA 99(Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit :

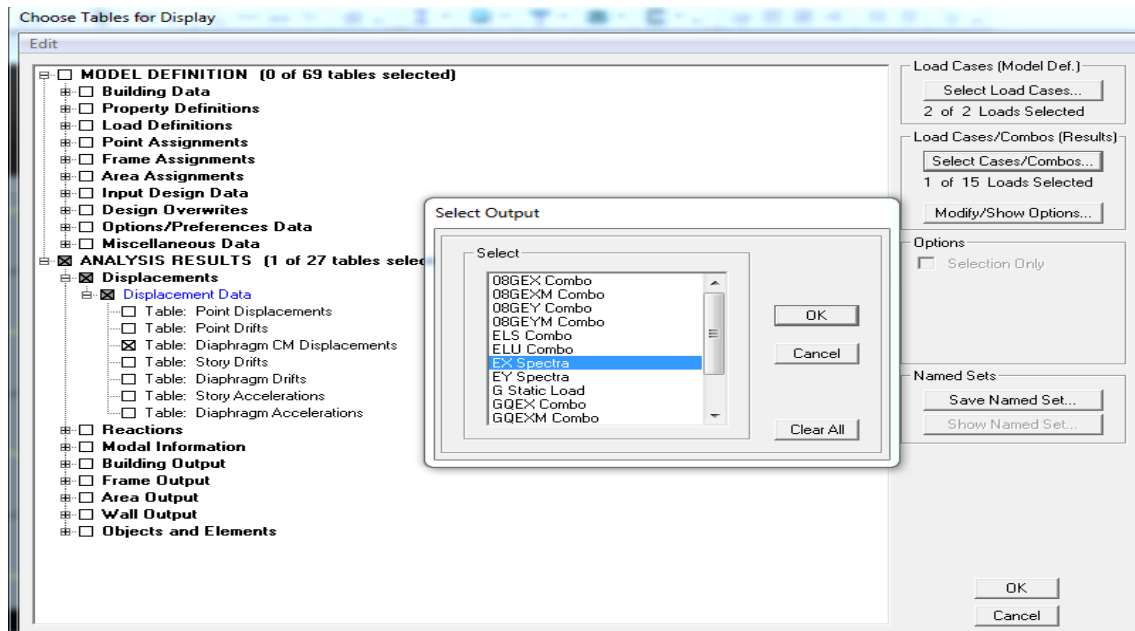
$$\begin{cases} \Delta X = | \delta_K - \delta_{K-1} | \leq 1\% h_k & ; \text{ (Art 5 - 10 RPA99/ VERSION 2003)} \\ \Delta Y = | \delta_K - \delta_{K-1} | \leq 1\% h_k \end{cases}$$

Avec:

$$\begin{cases} h_k : \text{hauteur d'étage } k . \\ \delta_K : \text{Déplacement du aux forces sismique } F_i \text{ (y compris l'effet de torsion).} \end{cases}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

- Unité : kN/cm
- Display → show tables
- Combinaison : EX
- Displacements → displacements data → diaphragme CM displacements



Sens X-X:

	Story	Diaphragm	Load	UX
►	TERRASSE	DA7	EX	1,2803
	ET5	DA6	EX	1,0873
	ET4	DA5	EX	0,8820
	ET3	DA4	EX	0,6683
	ET2	DA3	EX	0,4560
	ET1	DA2	EX	0,2616
	RDC	DA1	EX	0,1036

Sens Y-Y

	Story	Diaphragm	Load	UY
►	TERRASSE	DA7	EY	1,1473
	ET5	DA6	EY	0,9775
	ET4	DA5	EY	0,7958
	ET3	DA4	EY	0,6062
	ET2	DA3	EY	0,4162
	ET1	DA2	EY	0,2410
	RDC	DA1	EY	0,0972

Tableau : déplacements relatifs

Etage	U_x [cm]	U_y [cm]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	1%h [cm]	vérification
TERRASSE	1,2803	1,1473	0,193	0,1698	3,06	cv
ET5	1,0873	0,9775	0,2053	0,1817	3,06	cv
ET4	0,882	0,7958	0,2137	0,1896	3,06	cv
ET3	0,6683	0,6062	0,2123	0,19	3,06	cv
ET2	0,456	0,4162	0,1944	0,1752	3,06	cv
ET1	0,2616	0,241	0,158	0,1438	3,06	cv
RDC	0,1036	0,0972	0,1036	0,0972	4,08	cv

❖ **Déplacement maximal:**

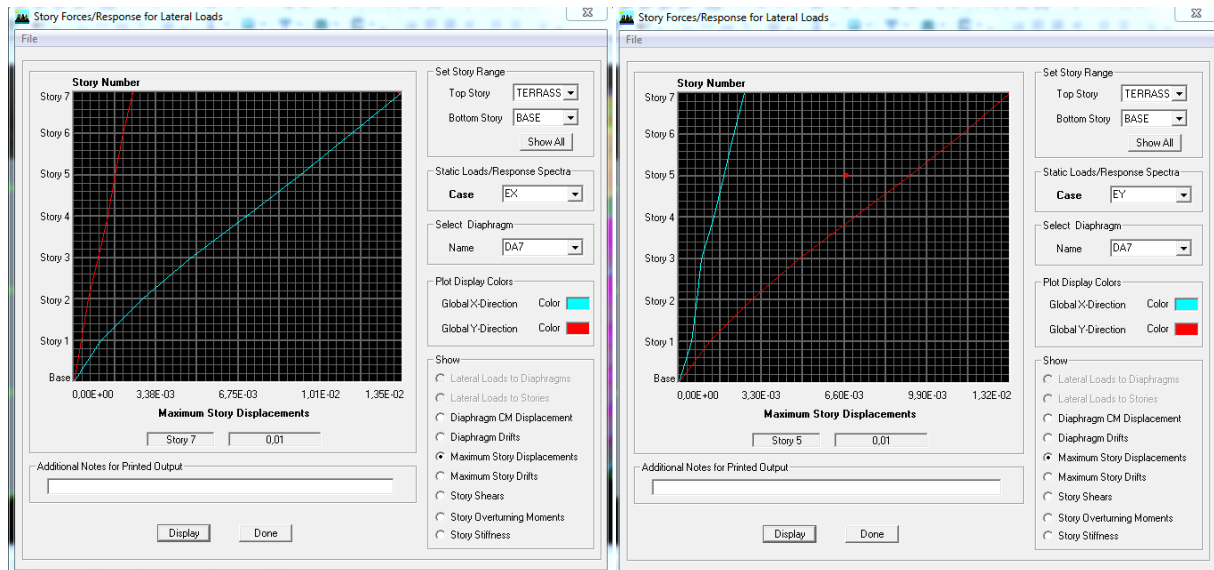
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

avec : f : la flèche admissible

H_t : la hauteur totale du bâtiment ($H_t=22,44$ m).

$$f = \frac{22,44}{500} = 0,045 \text{ m}$$



Déplacement max suivant X

Déplacement max suivant Y

- **Sens transversal :** $\delta_{\max}(x-x) = 0,01 \text{ m} \leq f = 0,045 \text{ m}$
- **Sens longitudinal :** $\delta_{\max}(y-y) = 0,01 \text{ m} \leq f = 0,045 \text{ m}$

IV.5.6. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003(Art 4.3) ; dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle; en plus de l'excentricité théorique calculée ; une excentricité accidentelle égale à 0,05 L (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.

$$\begin{cases} |C_M - C_R| \leq 5\% L_X \\ |C_M - C_R| \leq 5\% L_Y \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} C_M : \text{Le centre de masse.} \\ C_R : \text{Le centre de rigidité.} \\ L_X = 21,6 \text{ m} \\ L_Y = 17,5 \text{ m} \end{cases}$$

- Display → Show Tables
- Building output → Table: Centre Mass Rigidity

Center Mass Rigidity										
Edit View										
Center Mass Rigidity										
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
►	RDC	DA1	377,4587	377,4587	377,4587	377,4587	10,606	7,507	11,306	7,112
	ET1	DA2	362,6174	362,6174	362,6174	362,6174	10,574	7,510	10,966	7,098
	ET2	DA3	358,6438	358,6438	358,6438	358,6438	10,570	7,512	10,930	7,177
	ET3	DA4	355,1685	355,1685	355,1685	355,1685	10,567	7,514	10,986	7,280
	ET4	DA5	355,1685	355,1685	355,1685	355,1685	10,567	7,514	11,059	7,382
	ET5	DA6	352,4034	352,4034	352,4034	352,4034	10,502	7,519	11,114	7,471
	TERRASSE	DA7	344,4726	344,4726	344,4726	344,4726	10,491	7,503	11,106	7,532

Tableau : Centre de masse et le centre de rigidité de chaque niveau

- **Suivant le sens x-x : $L_x = 21,6$ m**
 On doit vérifier que : $XCCM - XCR \leq 5\% L_x$

Etage	XCCM	XCR	XCCM-XCR	5% L_x	vérification
RDC	10,606	11,306	0,7	1,08	cv
ET1	10,574	10,966	0,392	1,08	cv
ET2	10,57	10,93	0,36	1,08	cv
ET3	10,567	10,986	0,419	1,08	cv
ET4	10,567	11,059	0,492	1,08	cv
ET5	10,502	11,114	0,612	1,08	cv
TERRASSE	10,491	11,106	0,615	1,08	cv

- **Suivant le sens y-y : $L_y = 17,5$ m**
 On doit vérifier que : $YCCM - YCR \leq 5\% L_y$

Etage	YCCM	YCR	YCCM-YCR	5% L_y	vérification
RDC	7,507	7,112	0,395	0,87	cv
ET1	7,51	7,098	0,412	0,87	cv
ET2	7,512	7,177	0,335	0,87	cv
ET3	7,514	7,28	0,234	0,87	cv
ET4	7,514	7,382	0,132	0,87	cv
ET5	7,519	7,471	0,048	0,87	cv
TERRASSE	7,503	7,532	0,029	0,87	cv

IV.4.7. Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec : $\begin{cases} P_k : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau } k \\ \Delta_k : \text{Le déplacement relatif du niveau } k \text{ par rapport au niveau } k-1 \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage considéré au niveau } k \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage } k. \end{cases}$

D'où : $\begin{cases} \theta_k \leq 0,1 & \rightarrow \text{l'effet p-Delta peut être négligé} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 & \rightarrow \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } 1/(1 - \theta_k) \\ \theta_k > 0,2 & \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée} \end{cases}$

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet p- Δ) :

Etage	P	P_k [kN]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	V_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	H_k [cm]	θ_{kx}	θ_{ky}
TER	3779,45	3779,45	0,193	0,1698	449,5	464,87	306	0,00530316	0,00451142
ET5	7349,8	3570,35	0,2053	0,1817	772,59	805,47	306	0,00310048	0,00263205
ET4	10920,14	3570,34	0,2137	0,1896	1025,28	1074,52	306	0,00243193	0,00205879
ET3	14490,49	3570,35	0,2123	0,19	1229,7	1291,89	306	0,00201437	0,001716
ET2	18138,86	3648,37	0,1944	0,1752	1379,82	1450,65	306	0,00167978	0,00143995
ET1	21787,24	3648,38	0,158	0,1438	1489,75	1564,8	306	0,00126451	0,00109567
RDC	25747,47	3960,23	0,1036	0,0972	1557,15	1633,99	408	0,00064579	0,0005774

Conclusion :

On a pour chaque niveau « k » :

$$\begin{cases} \theta_{k(x-x)} \leq 0,1 \\ \theta_{k(y-y)} \leq 0,1 \end{cases}$$

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

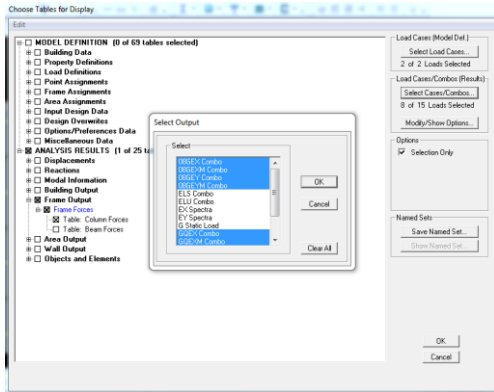
IV.5.7. Effort normal dans les poteaux :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec : $\begin{cases} B_c : \text{section du poteau.} \\ N_d : \text{effort normal max dans les poteaux sous : } (0,8G+E \text{ et } G + Q \pm E) \\ f_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton} \end{cases}$

- Sélectionner les poteaux de 45x45
- Display → Show Tables
- Select Cases/ Combos → **(0,8G+E et G + Q ± E)**
- Frame output → Frame Forces → Column Forces



Story	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		
ET2	CS	GOEX MAX	0	-365,7	23,6	-13,22	0,378	-18,33	37,581	
ET2	CS	GOEX MAX	1,33	-358,97	23,6	-13,22	0,378	-0,684	6,227	
ET2	CS	GOEX MAX	2,66	-352,24	23,6	-13,22	0,378	19,904	48,456	
ET2	CS	GOEX MIN	0	-830,86	-41,84	-16,44	-0,286	-23,87	-62,845	
ET2	CS	GOEX MIN	1,33	-824,13	-41,84	-16,44	-0,286	-2,075	-7,241	
ET2	CS	GOEX MIN	2,66	-817,4	-41,84	-16,44	-0,286	16,777	-25,22	
ET2	CS	GOEX MAX	0	-365,7	23,6	-13,22	0,378	-18,33	37,581	
ET2	CS	GOEX MAX	1,33	-358,97	23,6	-13,22	0,378	-0,684	6,227	
ET2	CS	GOEX MAX	2,66	-352,24	23,6	-13,22	0,378	19,904	48,456	
ET2	CS	GOEX MIN	0	-830,86	-41,84	-16,44	-0,286	-23,87	-62,845	
ET2	CS	GOEX MIN	1,33	-824,13	-41,84	-16,44	-0,286	-2,075	-7,241	
ET2	CS	GOEX MIN	2,66	-817,4	-41,84	-16,44	-0,286	16,777	-25,22	
ET2	CS	GOEX MAX	0	-484,64	-1,89	-3,74	0,718	-2,193	-1,815	
ET2	CS	GOEX MAX	1,33	-477,91	-1,89	-3,74	0,718	2,883	0,751	
ET2	CS	GOEX MAX	2,66	-471,17	-1,89	-3,74	0,718	29	20,03	
ET2	CS	GOEX MIN	0	-711,93	-16,34	-25,91	-0,626	-40,008	-23,449	
ET2	CS	GOEX MIN	1,33	-705,2	-16,34	-25,91	-0,626	-5,642	-1,765	
ET2	CS	GOEX MIN	2,66	-698,46	-16,34	-25,91	-0,626	7,682	3,206	
ET2	CS	GOEX MAX	0	-484,64	-1,89	-3,74	0,718	-2,193	-1,815	
ET2	CS	GOEX MAX	1,33	-477,91	-1,89	-3,74	0,718	2,883	0,751	
ET2	CS	GOEX MAX	2,66	-471,17	-1,89	-3,74	0,718	29	20,03	
ET2	CS	GOEX MIN	0	-711,93	-16,34	-25,91	-0,626	-40,008	-23,449	
ET2	CS	GOEX MIN	1,33	-705,2	-16,34	-25,91	-0,626	-5,642	-1,765	
ET2	CS	GOEX MIN	2,66	-698,46	-16,34	-25,91	-0,626	7,682	3,206	

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1483,46 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,293 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.1 Ferraillage des poteaux :

V.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable, puis vérifié à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
- $G + Q$ à l'ELS.
- $G + Q + E$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de combinaisons :

- Effort normal maximal « N_{\max} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal « N_{\min} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal « M_{\max} » et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

V.1.2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8 % (b x h) (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % (b x h).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % (b x h).

	Section min (cm ²)	Section max (cm ²)	
Section des poteaux	zone IIa	Zone de recouvrement	zone courante
Poteaux(45x45) [cm ²]	16,2	121,5	81
Poteaux(40x40) cm ²	12,8	96	64

Tableau : Sections d'armatures par rapport à la section du béton.

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \Phi_L$ (en zone II-a).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.1.3) Calcul des armatures à l'ELU :

a) Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

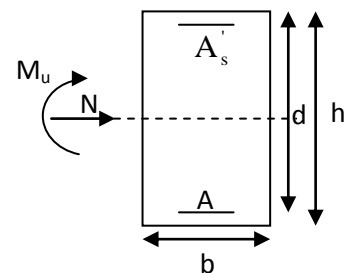
- Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :



$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C \quad .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Avec:

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

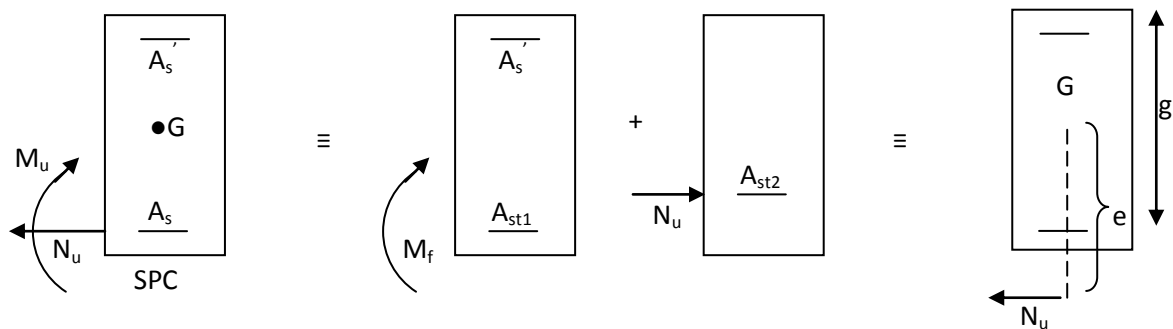
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad .$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$ si l'effort est négatif.

Si A_s est négative $A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$.

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

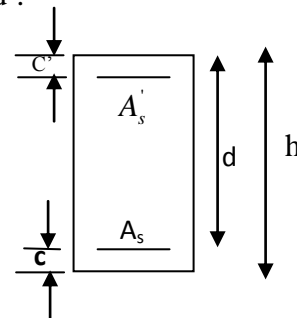
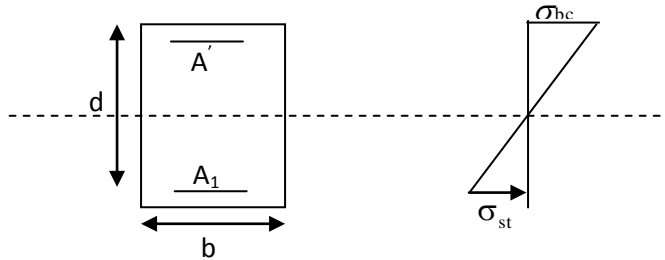
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

➤ **Section entièrement tendue :**

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

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10} (d - c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Et $A_s = 0$.

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40cm, (a+10)cm\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Le rôle des armatures transversales:

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

S_t : Espacement des armatures transversales

h_t : Hauteur totale de la section brute.

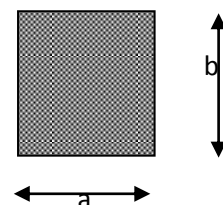
f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

V_u : L'effort tranchant max

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.



Calcul d'élancement: (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b: dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

V.1.4.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

Niveau	Sec	Sollicitation	N (kN)	M(kN.m)	nature	A'_s	A	Amin	Ferraillage	A adoptée
Zone1	45x45	N_{\max}	-2034,25	0,73	SEC	0	0	16,2	12HA14	18,47 cm ²
		N_{\min}	-2,14	11,62	SEC	0	0,66	16,2		
		M_{\max}	-134,52	76,74	SEC	0	2,93	16,2		
Zone2	40x40	N_{\max}	-1145,53	-0,18	SEC	0	0	12,8	12HA12	13,57 cm ²
		N_{\min}	0,06	60,6	SPC	0	4,15	12,8		
		M_{\max}	-32,57	70,71	SPC	0	4,45	12,8		

Tableau : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y).

Niveau	Sec	Sollicitation	N (kN)	M(kN.m)	nature	$A_{s'}$	A	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	45x45	N_{\max}	-2034,25	-0,035	SPC	0	0	16,2	12HA14	18,47 cm ²
		N_{\min}	4,8	11,51	SPC	0	0,62	16,2		
		M_{\max}	-912,97	-79,37	SPC	0	0	16,2		
Zone2	40x40	N_{\max}	-1145,53	-0,19	SPC	0	0	12,8	12HA12	13,57 cm ²
		N_{\min}	-0.3	16,43	SPC	0	1,1	12,8		
		M_{\max}	-167,73	-79,92	SPC	0	3,46	12,8		

V.1.5. Vérifications à l'ELU :

a) Les armatures transversales :

✓ **Diamètre des armatures transversales:** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.
Soit ($A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$).

✓ **Espacement des armatures transversales :**

❖ Selon le BAEL 91, Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (45 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{18 \text{ cm}; 40\text{cm}; 55\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} \quad S_t \leq \{15 \times 1,2\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **En zone nodal :**

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{12; 15\} \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Recommandations du RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule(7.1) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

1) Calcul de A_t (BAEL 91, Art B8.4.1) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

➤ **Poteaux 45×45 (RDC, h=4,08) :**

$$L_f = 0,7 \times 3,88 = 2,716 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,716}{0,45} = 6,04$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 62,06 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2,5 \times 62,06 \times 10^3}{45 \times 400} \times 10 = 86,2 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,87 \text{ cm}^2.$$

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2,5 \times 62,06 \times 10^3}{45 \times 400} \times 15 = 129,29 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1,29 \text{ cm}^2.$$

➤ Poteaux 45×45 (1^{er}, 2^{ème} étage, h=3,06) :

$$L_f = 0,7 \times 2,86 = 2,002 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,002}{0,45} = 4,45$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 58,17 \text{ kN}$

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3,75 \times 58,17 \times 10^3}{45 \times 400} \times 10 = 121,19 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1,21 \text{ cm}^2.$$

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{3,75 \times 58,17 \times 10^3}{45 \times 400} \times 15 = 177,44 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1,78 \text{ cm}^2.$$

➤ Poteaux 40×40 (h=3,06):

$$L_f = 0,7 \times 2,86 = 2,002 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,002}{0,4} = 5,005$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 60,16 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2,5 \times 60,16 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 94 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,94 \text{ cm}^2.$$

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2,5 \times 60,16 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 141 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1,41 \text{ cm}^2.$$

2) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau.

➤ En zone courante :

Poteaux (RDC) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,03 > A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CNV**

Poteaux (1^{er} et 2^{eme} étage) : $A_t^{\min} = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2,43 > A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CNV**

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CV**

➤ En zone nodale:

Poteaux (RDC) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CV**

Poteaux (1^{er} et 2^{eme} étage) : $A_t^{\min} = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,61 > A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CV**

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ **CV**

Remarque :

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées dans les poteaux **(45,45) de RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage**, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **12cm**.

Pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

$$\text{Poteaux (RDC)} : A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Poteaux (1^{er} et 2^{eme} étage)} : A_t^{\min} = 0,0036 \times 12 \times 45 = 1,94 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Tableau : armatures transversales dans les poteaux

	45x45		40x40
	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
T_u	62,06	58,17	60,16
λ_g	6,04	4,45	5,005
A_t (zone courante)	0,87	1,21	0,94
A_t (zone nodale)	1,29	1,78	1,41
A_t^{\min} (zone courante)	2,03	2,43	1,8
A_t^{\min} (zone nodale)	1,35	1,61	1,2
S_t (zone courante)	12	12	15
S_t (zone nodale)	10	10	10

b) Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Tableau : Vérification des contraintes tangentielles.

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}(\text{RPA})$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL})$ [MPa]	observation
45×45	62,06	0,32	0,075	1,875	3,33	CV
40×40	60,16	0,4	0,075	1,875	3,33	CV

c) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

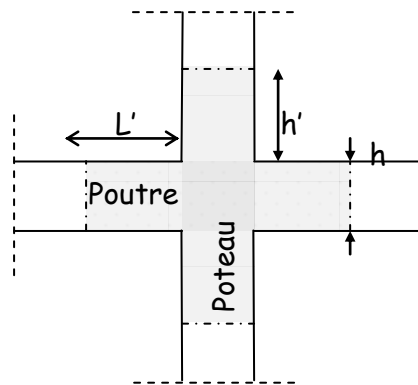


Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ Poteaux (45 x 45) RDC :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6}; 45; 45; 60\text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (61,33; 45; 45; 60\text{ cm}) = \mathbf{65\text{ cm}}$$

❖ Poteaux (40x 40) étage courants :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60\text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (44,33; 45; 45; 60\text{ cm}) = \mathbf{60\text{ cm}}$$

d) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) :

$$\text{Pour le } \varnothing 14 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 12 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$$

V.1.6.Vérifications à l'ELS :

A. Condition de non fragilité :

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

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Tableau : Vérifications de la Condition de non fragilité (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	e_s (m)	b (cm)	d (cm)	$A_{\min}(\text{CNF})$ (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
45×45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-1479,82	0,52	-0,0004	45	42	5,61	18,47	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-28,02	-0,78	0,03	45	42	7,51		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-854	-30,72	0,04	45	42	8,89		CV
40×40	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-833,69	2,37	-0,003	40	37	4,42	13,57	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-7,14	0,46	-0,064	40	37	3,09		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-155,95	-29,38	0,188	40	37	0,35		CV

Tableau : Vérifications Condition de non fragilité (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	e_s (m)	b (cm)	d (cm)	$A_{\min}(\text{CNF})$ (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
45×45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-1478,82	-0,03	0,00002	45	43	5,62	18,47	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-28,02	0,58	-0,02	45	43	4,96		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-612,16	-18,39	0,03	45	43	7,61		CV
40×40	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-833,69	-0,14	0,0002	40	37	4,31	13,57	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-7,14	-0,16	0,023	40	37	1,61		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-131,06	-31,78	0,24	40	37	0,09		CV

B. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau : Vérifications à l'ELS (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
45x45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-1479,8	0,52	5,85	5,81	15	87,8	87,2	400	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-28,02	-0,78	0,14	0,08	15	2,08	1,23	400	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-854	-30,72	4,63	2,1	15	67,3	33,6	400	CV
40x40	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-833,69	2,37	4,25	3,98	15	63,5	59,9	400	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-7,14	0,46	0,06	0,01	15	0,88	0,18	400	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-155,95	-29,38	2,66	0	15	35,9	-19,9	400	CV

Tableau : Vérifications à l'ELS (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
45x45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-1479,82	-0,03	5,83	5,83	15	87,5	87,5	400	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-28,02	0,58	0,13	0,09	15	1,97	1,34	400	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-612,16	-18,39	3,17	1,66	15	46,3	26,1	400	CV
40x40	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-833,69	-0,14	4,12	4,11	15	61,8	61,6	400	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-7,14	-0,16	0,04	0,03	15	0,65	0,41	400	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-131,06	-31,78	2,76	0	15	36,7	-29,5	400	CV

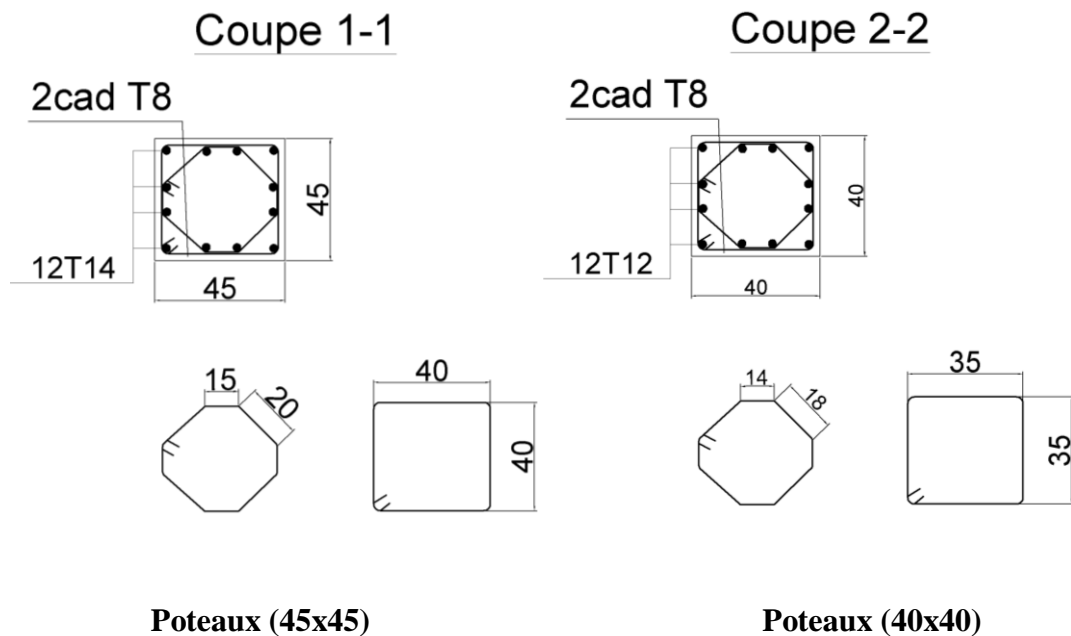
Conclusion :

- Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.
- Le ferraillage adopté pour les poteaux est comme suit :

	Zone 1	Zone 2
Armatures longitudinales	12HA14 soit $A_{adop}=18,47 \text{ cm}^2$	12HA12 soit $A_{adop}=13,57 \text{ cm}^2$
Armatures transversales	4HA8 soit $A_{adop}=2,01 \text{ cm}^2$	4HA8 soit $A_{adop}=2,01 \text{ cm}^2$

Récapitulatif du ferraillage des poteaux dans le sens X-X

N.B : le ferraillage des poteaux dans le sens Y-Y est le même que dans le sens X-X

C. Coupe transversale des poteaux

V.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculée en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

- 1.35G + 1.5Q : à l'ELU.
- G + Q : à l'ELS.
- G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

V.2.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1)

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

$$A_{\min} = 0.5\% b.h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b.h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b.h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	A_{\min}	A_{\max} en zone courante	A_{\max} en zone nodale
	0.5% b.h	4% b.h	6% b.h
Poutres principales	6	48	72
Poutres secondaires	4,38	35	52,5

Tableau : la section minimal et maximal d'armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.2.2. Etapes de calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

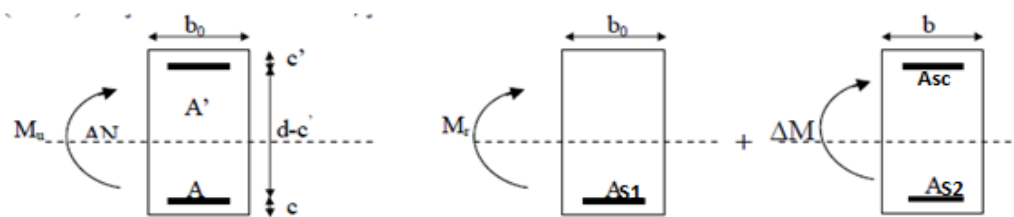


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

V.2.3. Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

1) Poutres secondaires :

• En travée :

NIVEAU	$M_u(\text{kN.m})$	OBS	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	A adopter (cm^2)
RDC	52,84	SSA	4,28	4,38	3HA14+3HA12	8,01
ET1	71,34	SSA	5,89			
ET2	80,35	SSA	6,7			
ET3	81,52	SSA	6,81			
ET4	78,67	SSA	6,55			
ET5	74,48	SSA	6,17			
terrasse	57,75	SSA	4,7			

Tableau : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

• En appuis :

NIVEAU	$M_u(\text{kN.m})$	OBS	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	A adopter (cm^2)
RDC	-55,12	SSA	4,48	4,38	3HA14+3HA14	9,24
ET1	-76,81	SSA	6,38			
ET2	-88,34	SSA	7,44			
ET3	-93,56	SSA	7,93			
ET4	-95,02	SSA	8,07			
3ET5	-95,6	SSA	8,03			
Terrasse	-77,18	SSA	6,42			

Tableau : Ferraillage des poutres secondaires en appuis.

2) Poutres principales :

• En travée :

NIVEAU	$M_u(\text{kN.m})$	OBS	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	A adopter (cm^2)
RDC	65,05	SSA	4,51	6	3HA14+3HA12	8,01
ET1	87,92	SSA	6,18			
ET2	98,61	SSA	6,98			
ET3	99,33	SSA	7,04			
ET4	95,28	SSA	6,73			
ET5	88,85	SSA	6,25			
Terrasse	69,74	SSA	4,85			

Tableau : Ferraillage des poutres principales en travée.

- En appuis :

NIVEAU	M _u (kN.m)	OBS	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC	-78,13	SSA	5,46	6	3HA14+3HA14	9,23
ET1	-104,91	SSA	7,46			
ET2	-117,18	SSA	8,41			
ET3	-119,81	SSA	8,61			
ET4	-117,43	SSA	8,43			
ET5	-112,86	SSA	8,07			
Terrasse	-88,05	SSA	6,19			

Tableau : Ferraillage des poutres principales en appuis.

V.2.4. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$ CV

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$ CV

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $T_{\max} = 113,44 \text{ kN}$

$$\frac{113,44 \times 10}{30 \times 38} = 1 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Poutre secondaire** : $T_{\max} = 76,59 \text{ kN}$

$$\frac{76,59 \times 10}{30 \times 33} = 0,93 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- c. **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

- **Poutre principales** : $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 648 \text{ kN} \quad \text{CV}$
- **Poutre secondaire** : $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ kN} \quad \text{CV}$

- d. **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Poutre principales** : $\left(113,44 - \frac{119,81}{0,9 \times 0,38} \right) = -236,88 < 0$
- **Poutre secondaires** : $\left(76,59 - \frac{95,02}{0,9 \times 0,33} \right) = -243,34 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- e. **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- **Poutre principales :** $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38$

$$\tau_u = \frac{113,44}{0,9 \times 38 \times 26,38} \times 10 = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

- **Poutre secondaire :** $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38$

$$\tau_u = \frac{76,59}{0,9 \times 33 \times 26,38} \times 10 = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

f. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- **Pour $\phi 14$:** $L_s = 49,29 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

- **Pour $\phi 12$:** $L_s = 42,25 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$.

- **Pour $\phi 14$:** $L_c = 20 \text{ cm}$.

- **Pour $\phi 12$:** $L_c = 18 \text{ cm}$.

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4\right) = \min(1,14 ; 3 ; 1,6) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **La section d'armature transversale :**

On choisira 1 cadre et 1 étrier : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t \leq (0,9 d ; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t \leq (0,9 \times 38 ; 40 \text{ cm}) = (34,2 ; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t \leq (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (34,2 ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

- **Poutre principal :**
 $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right) = (10 ; 14,4 ; 30) = 10 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire :**
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right) = (8,75 ; 14,8 ; 30) = 8,75 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutre principal :**
 $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire :**
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- **Poutre principal :** $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :** $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

h. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.5. Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations :**

(Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

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

b. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Extrêmes globaux des moments à l'ELS:

Poutres		Moments (KN.m)	
Poutres principales	Travée	M_{st}	37,08
	Appuis	M_{sa}	- 65,53
Poutres Secondaires	Travée	M_{st}	32,99
	Appuis	M_{sa}	-45,86

Tableau. V.10. Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

Vérification :

poutre		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
PP	travée	37,08	8,01	0,703	0,878	25,98	138,75	5,34	15	CV
	appuis	-65,53	9,42	0,826	0,870	23,46	210,42	8,85	15	CV
PS	travée	32,99	8,01	0,971	0,862	21,23	144,79	6,82	15	CV
	appuis	-45,86	9,24	1,12	0,855	19,48	175,91	9,03	15	CV

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

c. Etat limite de déformation :

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

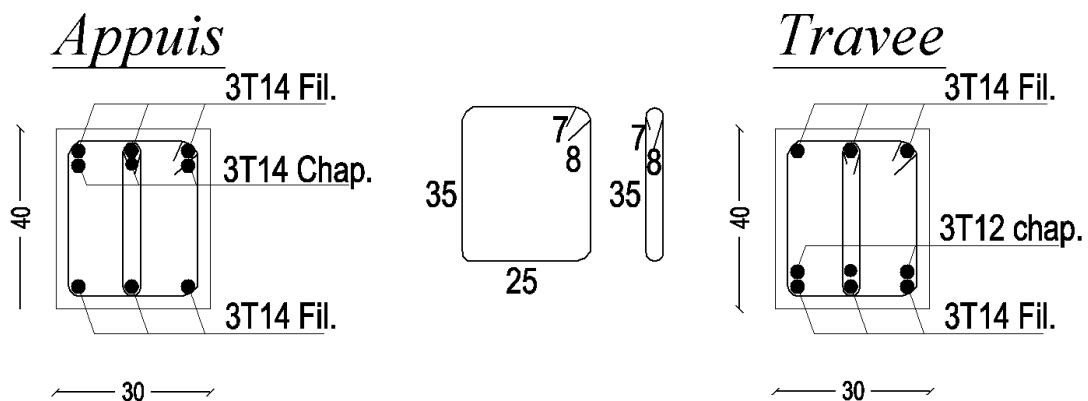
f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

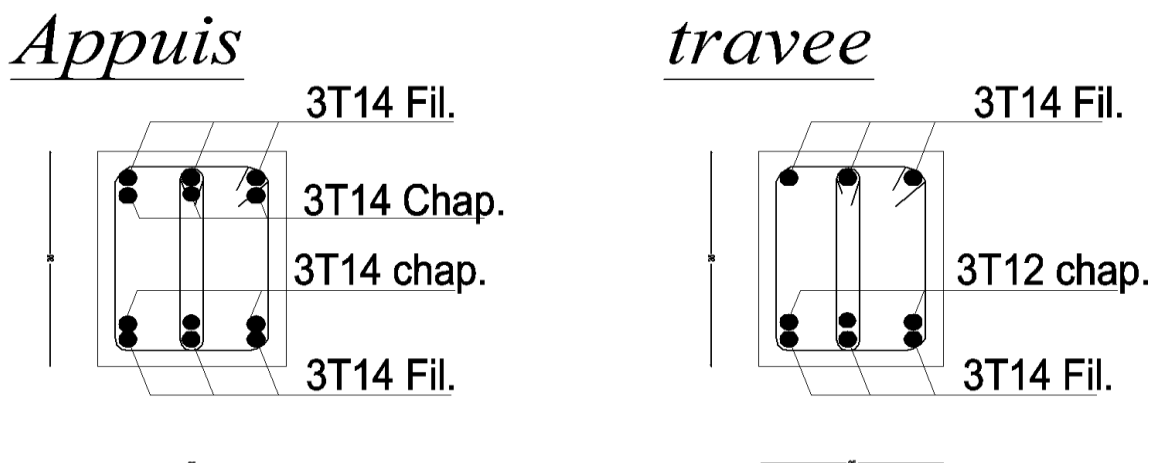
$$f = 0,39\text{cm} < \bar{f} = \frac{490}{500} = 0,98\text{ cm} \quad \text{CV}$$

- Poutre Secondaire :

$$f = 0,33\text{cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{ cm} \quad \text{CV}$$

d. Coupe transversal dans les poutres :

Poutre principale



Poutre secondaire

V.3. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurés deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base sollicitée en flexion composée, son ferraillage 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).
- horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferraillage des voiles se fera selon la longueur du voile et de la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailler par zone et ceux pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

V.3.1. Exposer de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel robot (comme déjà expliqué ci-dessus).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

1) Détermination des diagrammes de contrainte :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

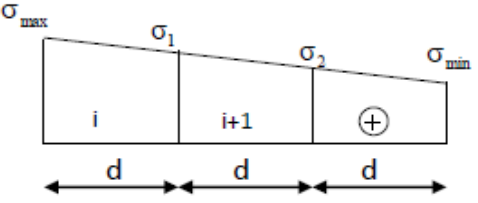
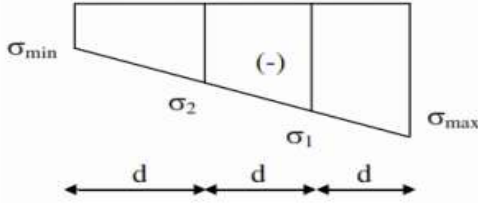
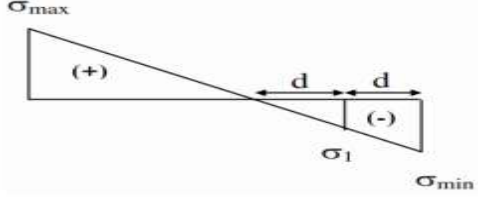
Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau : Tableau des efforts normaux

2) Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau : Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémités et il doit être au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est de 4HA10, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Armatures minimales:

Figure : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• Traction simple (art A.4.2.1/ BAEL91mod99):

$$\text{▪ } A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

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 (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\text{▪ } A_{min} \geq 0.2\%B$$

b. Armatures horizontales:

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- D'après le RPA :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_V et $A_H > 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- A_V et $A_H > 0.10\%B$ en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=20\text{cm ; épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi \leq 0.1a = 0.1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3) Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99):**

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinal $V_{L1} = 2$ m sur la zone 1.

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
2,00	0.20	0.40	0.13

Tableau. V.24 : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par **ETABS** :

- $\sigma_{\max} = 5908 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -7877 \text{ KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5908}{5908 + 7877} \times 2 = 0,86 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2 - 0,86 = 1,14 \text{ m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{2,66}{2}; \frac{2}{3} \times 0,86\right) = \min(1,33; 0,57) = 0,57 \text{ m}$$

Détermination de N : Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{-7877(1,14 - 0,57)}{1,14} = -3938,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-7877 - 3938,5}{2} \times 0,57 \times 0,2 = -673,5 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-3938,5}{2} \times 0,57 \times 0,2 = -224,5 \text{ KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{673,5}{348 \times 10^{-1}} = 19,35 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{224,5}{348 \times 10^{-1}} = 6,45 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de couture:

$$A_{vj} = 0$$

g. Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (19,35) + 0 = \mathbf{19,35 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (6,45) + 0 = \mathbf{6,45 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$

h. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{57 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 200 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (5,99 ; 8) = \mathbf{8 \text{ cm}^2}$$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 19,35 \text{ cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}16 = 20,1 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 6,45 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$	$S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau : Ferraillage adopté.**i. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{49,44}{4} = \mathbf{12,36 \text{ cm}^2}$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 200 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{12,36 \text{ cm}^2}$.

Soit : $2 \times 5\text{HA}14 = 15,38 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

j. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

k. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm et } 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$

$S_h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{754,92 \times 10^3}{0,4 \times 10^6 + 15 \times (20,1 + 9,24)10^2} = 1,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 191,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{191,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

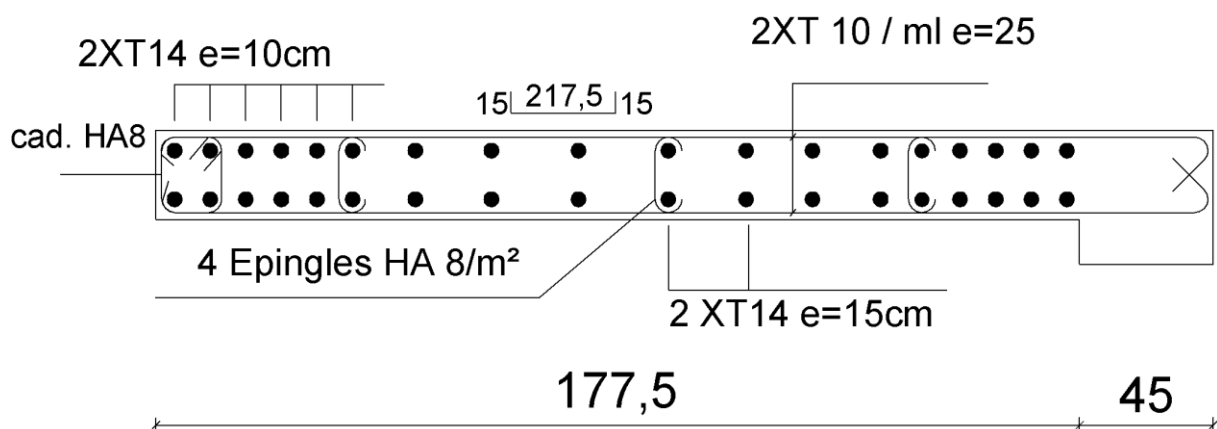


Fig : Ferraillage d'un voile (VL1 en zone I)

Le ferraillage des voiles est récapitulé dans les tableaux qui suivent.

VL1 :

zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		1,78	1,80
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,36	0,36
	h _{étage} (m)		3,06	3,06
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35
	He		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		5908,080	4720,710
	σ_{\min} (kN/m ²)		-7877,340	-4996,600
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		191,980	149,530
	T (kN)		268,772	209,342
	L _t		1,014	0,926
	L _c		0,761	0,874
	d		0,507	0,583
	σ_1		3938,620	1849,460
	N	N ₁	599,242	399,101
		N ₂	199,741	63,360
	Av	Av ₁	17,23	11,47
		Av ₂	5,74	1,82
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	17,23	11,47
		A ₂	5,74	1,82
	A _{min}		10,65	9,72
	Av adopte	Bonde 1	18,46	13,56
		Bonde 2	12,30	6,78
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	2x6HA14	2x6HA12
		Bonde 2	2X4HA14	2x3HA12
	S _t	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	15,000	15,000
	A _h min / Bonde		5,33	5,40
	A _h / nappe		6,93	4,8
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		10HA10	5HA8
	S _t h		25,00	25,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,349	0,271
		ζ_b	0,488	0,380
	ELS	N _s	754,92	473,27
		σ_b	1,882	1,212

VL2:

zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		2,03	2,05
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,41	0,41
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35
	He		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		6655,390	3007,790
	σ_{\min} (kN/m ²)		-8958,020	-3919,480
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		260,760	195,040
	T (kN)		365,064	273,056
	L _t		1,162	1,160
	L _c		0,863	0,890
	d		0,575	0,593
	σ_1		4521,093	1914,287
	N	N ₁	775,659	346,176
		N ₂	265,103	108,444
	A _v	A _{v1}	22,30	9,95
		A _{v2}	7,62	3,12
	A _{vj}			
	A (cm ²)	A ₁	22,30	9,95
		A ₂	7,62	3,12
	A _{min}		12,20	12,18
	A _v adopte	Bonde 1	24,12	11,30
		Bonde 2	12,06	6,78
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x6HA16	2x5HA12
		Bonde 2	2X3HA16	2x3HA12
	St	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	20,000	20,000
	Ah min / Bonde		6,08	6,15
	Ah / nappe		8,54	4,24
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		13HA10	10HA10
	St h		20,00	25,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,473	0,354
		ζ_b	0,663	0,496
	ELS	Ns	527,62	473,27
		σ_b	1,149	1,083

VL3:

zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		2,18	2,20
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,44	0,44
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35
	H _e		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		6670,480	2360,140
	σ_{\min} (kN/m ²)		-9371,800	-3935,610
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		308,130	239,700
	T (kN)		431,382	335,580
	L _t		1,271	1,375
	L _c		0,904	0,825
	d		0,603	0,550
	σ_1		4924,813	2362,183
	N	N ₁	861,970	346,266
		N ₂	328,831	194,986
	A _v	Av ₁	24,78	9,96
		Av ₂	9,45	5,61
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	24,78	9,96
		A ₂	9,45	5,61
	A _{min}		13,34	14,44
	Av adopte	Bonde 1	28,14	13,58
		Bonde 2	16,08	9,04
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	2x7HA16	2x6HA12
		Bonde 2	2X4HA16	2x4HA14
	St	Bonde 1	9,000	9,000
		Bonde 2	17,000	17,000
	Ah min / Bonde		6,53	6,60
	Ah / nappe		10,05	5,38
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		13HA10	10HA10
	St h		20,00	25,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,559	0,435
		ζ_b	0,783	0,609
	ELS	N _s	720,98	448,48
		σ_b	1,438	0,950

VL4:

zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		1,40	1,40
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,28	0,28
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35
	H _e		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		2977,250	533,230
	σ_{\min} (kN/m ²)		-4990,000	-1582,520
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		141,910	91,240
	T (kN)		198,674	127,736
	L _t		0,877	1,047
	L _c		0,523	0,353
	d		0,349	0,235
	σ_1		3005,167	1227,033
	N	N ₁	278,850	66,088
		N ₂	158,693	99,627
	A _v	A _{v1}	8,02	1,90
		A _{v2}	4,56	2,86
	A _{vj}			
	A (cm ²)	A ₁	8,02	1,90
		A ₂	4,56	2,86
	A _{min}		9,21	11,00
	A _v adopte	Bonde 1	9,04	6,78
		Bonde 2	6,78	9,04
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	2x4HA12	2x3HA12
		Bonde 2	2X3HA12	2x4HA12
	S _t	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	17,000	17,000
	Ah min / Bonde		4,20	4,20
	Ah / nappe		3,67	3,39
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		9HA10	9HA10
	S _t h		30,00	30,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,258	0,166
		ζ_b	0,361	0,232
	ELS	Ns	298,07	187,84
		σ_b	0,981	0,618

VL5:

vl5 zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		1,88	1,90
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,38	0,38
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35
	H _e		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		4407,130	5065,910
	σ_{\min} (kN/m ²)		-7725,650	-5302,600
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		179,670	115,510
	T (kN)		251,538	161,714
	L _t		1,194	0,972
	L _c		0,681	0,928
	d		0,454	0,619
	σ_1		4787,563	1925,327
	N	N ₁	568,165	447,319
		N ₂	354,218	67,928
	Av	Av ₁	16,33	12,86
		Av ₂	10,18	1,95
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	16,33	12,86
		A ₂	10,18	1,95
	A _{min}		12,54	10,20
	Av adopte	Bonde 1	20,10	15,38
		Bonde 2	12,06	6,16
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x5HA16	2x5HA14
		Bonde 2	2X3HA16	2x2HA14
	S _t	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	20,000	20,000
	Ah min / Bonde		5,63	5,70
	Ah / nappe		7,54	5,38
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		10HA10	9HA10
	S _t h		25,00	30,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,326	0,210
		ζ_b	0,457	0,294
	ELS	N _s	770,19	481,55
		σ_b	1,820	1,168

VL6:

vl6 zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		1,98	2,00
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,40	0,40
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	H _{poutre} (m)		0,35	0,35
	H _e		2,71	2,71
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		4570,670	2615,470
	σ_{\min} (kN/m ²)		-8144,020	-4004,960
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		213,470	167,490
	T (kN)		298,858	234,486
	L _t		1,265	1,210
	L _c		0,710	0,790
	d		0,473	0,527
	σ_1		5096,907	2261,313
	N	N ₁	626,712	330,074
		N ₂	403,529	154,478
	Av	Av ₁	18,02	9,49
		Av ₂	11,60	4,44
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	18,02	9,49
		A ₂	11,60	4,44
	A _{min}		13,28	12,70
	Av adopte	Bonde 1	20,10	13,56
		Bonde 2	16,08	6,78
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x5HA16	2x6HA12
		Bonde 2	2X4HA16	2x3HA12
	S _t	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	20,000	20,000
	Ah min / Bonde		5,93	6,00
	Ah / nappe		8,04	4,80
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		12HA10	9HA10
	S _t h		20,00	30,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,388	0,304
		ζ_b	0,543	0,426
	ELS	N _s	898,02	564,01
		σ_b	1,999	1,310

VT1:

vt1 zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		2,38	2,40
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,48	0,48
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	H _{poutre} (m)		0,40	0,40
	H _e		2,66	2,66
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		7539,270	2326,580
	σ_{\min} (kN/m ²)		-9904,240	-3493,380
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		385,830	271,080
	T (kN)		540,162	379,512
	L _t		1,348	1,441
	L _c		1,027	0,959
	d		0,684	0,640
	σ_1		4878,060	1942,327
	N	N ₁	1011,602	347,675
		N ₂	323,984	155,574
	Av	Av ₁	29,08	10,00
		Av ₂	9,31	4,47
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	28,08	10,00
		A ₂	9,31	4,47
	Amin		14,16	15,13
	Av adopte	Bonde 1	28,14	13,56
		Bonde 2	12,06	9,04
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x7HA16	2x6HA12
		Bonde 2	2X3HA16	2x4HA12
	S _t	Bonde 1	10,000	10,000
		Bonde 2	20,000	20,000
	Ah min / Bonde		7,13	7,20
	Ah / nappe		10,05	5,09
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		13HA10	9HA10
	St h		20,00	30,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,700	0,492
		ζ_b	0,981	0,689
	ELS	N _s	726,26	430,08
		σ_b	1,357	0,837

VT2:

zone			Zone 1	Zone 2
Caractéristiques géométriques.	L (m)		1,80	1,80
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,36	0,36
	hauteur étage (m)		3,06	3,06
	H _{poutre} (m)		0,40	0,40
	H _e		2,66	2,66
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)		11230,750	7656,890
	σ_{\min} (kN/m ²)		-12670,530	-8989,550
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		108,710	79,810
	T (kN)		152,194	111,734
	L _t		0,954	0,972
	L _c		0,846	0,828
	d		0,564	0,552
	σ_1		5183,363	3884,957
	N	N ₁	1006,704	710,629
		N ₂	202,337	163,201
	Av	Av ₁	28,94	20,43
		Av ₂	5,82	4,69
	Av _j			
	A (cm ²)	A ₁	27,94	20,43
		A ₂	5,82	4,69
	A _{min}		10,02	10,21
	Av adopte	Bonde 1	28,14	21,54
		Bonde 2	12,06	9,24
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	2x7HA16	2x7HA14
		Bonde 2	2X3HA16	2x3HA14
	S _t	Bonde 1	9,00	9,00
		Bonde 2	15,000	15,000
	Ah min / Bonde		5,40	5,40
	Ah / nappe		9,55	7,31
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		13HA10	9HA10
	S _t h		20,00	30,00
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	Contrainte	ζ_u	0,197	0,145
		ζ_b	0,276	0,203
	ELS	Ns	408,65	448,48
		σ_b	0,959	1,104

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VI-2- Etude du sol de fondation :

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

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VI-3- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

❖ **Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

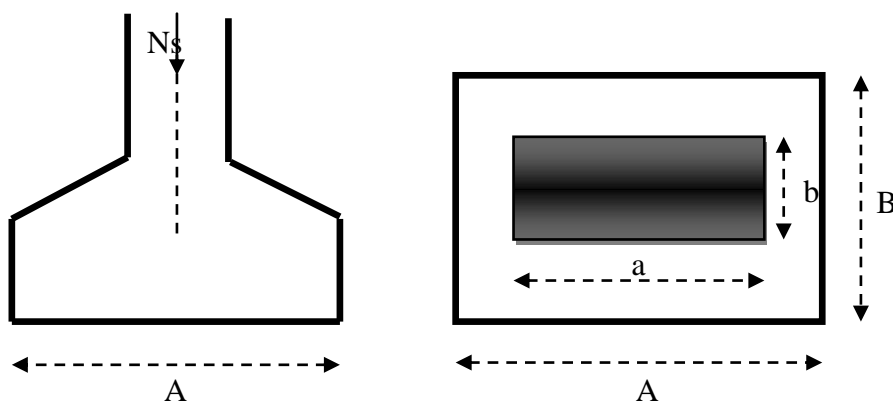
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1479,82 \text{ kN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,75 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



❖ Semelles filantes :

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Poteaux	N_s (kN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
V _{L1}	1362,61	2	3,5	7
V _{L2}	1371,88	2,25	3,05	6,86
V _{L3}	1484,45	2,4	3,1	7,44
V _{L4}	440,87	1,6	1,4	2,24
V _{L5}	1362,61	2,1	3,25	6,82
V _{L6}	1579,56	2,2	3,6	7,92
				St = 38,28

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
V _{T1}	1507,73	2,6	2,9	7,54
V _{T2}	440,87	1,8	1,22	2,2
				St = 9,74

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 48,02m²**.

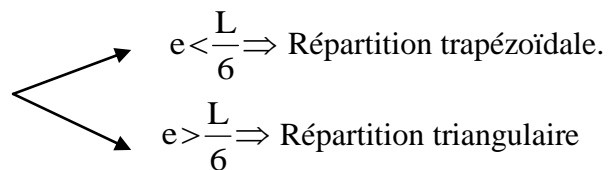
2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

c) Application :

Poteaux	N_s (kN)	e_i (m)	$N_s \times e_i$	M_i (kN.m)
C12	1199,33	7,35	8815,07	6,003
C11	1479,82	2,45	3625,55	0,516
C10	1477,71	-2,45	-3620,38	0,638
C9	1006,39	-7,35	-7396,96	-8,371
	5163,25		$\Sigma = 1423,28$	$\Sigma = 1,21$

$$\text{On a : } e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = +0,27 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{5163,25}{14,7} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (0,27)}{14,7} \right) = 312,53$$

$$q_{\max} = \frac{5163,25}{14,7} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (0,27)}{14,7} \right) = 389,94$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5163,25}{14,7} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (0,27)}{14,7} \right) = 370,59$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{370,59}{200} = 1,85 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 2 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = B \times L = 2 \times 14,7 = 29,4 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 29,4 \times 6 = 176,4 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 176,4 + 48,02 = 224,42 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = 21,6 \times 14,7 = 317,52 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{224,4}{317,52} = 0,70 = 70\%$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 70 %

❖ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VI-4- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI-4-1- Pré dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,01 \text{ m}$$

Hr=110 cm

3) Selon la condition forfaitaire :a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,612 \leq h \leq 0,98$$

h : épaisseur du radier

 L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.D'après ces conditions, nous adopterons $h_r = 110\text{cm}$.b) *Sous poteaux :*❖ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{490}{20} = 24,5\text{cm}$$

Soit $h_d = 30\text{ cm}$ ❖ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49\text{cm}$$

Soit $h_n = 110\text{ cm}$

Largeur :

$$0,4h_n < b_n < 0,7h_n \quad 0,4 \times 110 < b_n < 0,7 \times 110$$

$$44 < b_n < 77$$

On prend : **$b_n = 60\text{cm}$** ❖ **Conclusion :**

On optera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $h_{\text{ner}} = 110\text{ cm}$ Hauteur de la dalle $h_{\text{dalle}} = 30\text{ cm}$ Largeur de la nervure $b_{\text{ner}} = 60\text{ cm}$

VI-4-2- Détermination des efforts :

- **Charges revenant a la Superstructure :**

$$G = 24877,13 \text{ KN}$$

$$Q = 4351,66 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40111,61 \text{ kN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 29228,79 \text{ kN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

$$L'ELU : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{40111,61}{1,33 \times 200} = 150,79 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29228,79}{200} = 146,14 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 150,79 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 317,52 \text{ m}^2 > S_{rad} = 150,79 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donne que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal

-Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **L_{deb} = 55 cm**

la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$\text{Surface de débord : } S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 74,8 \times 0,55 = 41,14 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 317,52 + 41,14 = \mathbf{358,66 \text{ m}^2}$$

- **Charge permanente :**

Poids de radier :

$$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle Flottante}$$

- Poids de la dalle :

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 358,66 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{2689,95 \text{ kN}}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = \{b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = \{0,60 \times (1,1 - 0,30) \times (21,6 \times 4 + 14,7 \times 6)\} \times 25 = \mathbf{2095,2 \text{ kN}}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 358,66 \times 0,10 \times 25 = \mathbf{896,65 \text{ kN}}$$

- Poids de TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,60 \times 174,6 = \mathbf{104,76 \text{ m}^2}.$$

$$P_{\text{TVO}} = (358,66 - 104,76) \times 0,7 \times 17 = \mathbf{3453,04 \text{ kN}}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 2689,95 + 2095,2 + 896,65 + 3453,04 = \mathbf{9134,84 \text{ kN}}$$

- **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = \mathbf{4351,66 \text{ kN}}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 4 \times 358,66 = \mathbf{1434,64 \text{ kN}}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 9134,84 + 24877,13 = \mathbf{34011,97 \text{ kN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 1434,64 + 4351,66 = \mathbf{5786,3 \text{ kN}}$$

- **Combinaison d'actions:**

$$N_u_{\text{total}} = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q_{\text{tot}} = \mathbf{54595,60 \text{ kN}}$$

$$N_s_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = \mathbf{39798,27 \text{ kN}}$$

VI-4-3- Vérification :

- **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{54595,60 \times 1}{358,66} \times \frac{4,9}{2} = 372,94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{372,94}{1 \times 0,27} = 1381,25 \text{ kN/m}^2 = 1,38 \text{ MPa}$$

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

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

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

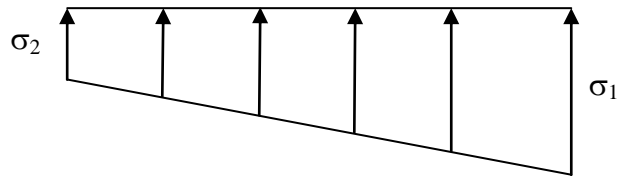
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Fig. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,35m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,9m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 7461,32m^4$$

$$I_{yy} = 15401,15m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 24913,323 + 1557,15 \times 1,1 = 26626,188 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 26208,029 + 1633,99,3 \times 1,1 = 28005,418 \text{ kN.m}$$

- Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{54595,6}{358,66} + \frac{26626,188}{15401,15} \times 11,35 = 171,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{54595,6}{358,66} - \frac{26626,188}{15401,15} \times 11,35 = 132,59 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 171,84 + 132,59}{4} = 162,02 \text{ kN/m}^2 \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{39798,27}{358,66} + \frac{26626,188}{15401,15} \times 11,35 = 130,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{39798,27}{358,66} - \frac{26626,188}{15401,15} \times 11,35 = 91,34 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 130,58 + 91,34}{4} = 120,77 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

- Sens transversal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54595,60}{358,66} + \frac{28005,418}{7461,32} \times 7,9 = 181,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54595,60}{358,66} - \frac{28005,418}{7461,32} \times 7,9 = 122,56 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181,87 + 122,56}{4} = 167,04 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \text{Condition vérifiée.}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{39798,27}{358,66} + \frac{28005,418}{7461,32} \times 7,9 = 140,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{39798,27}{358,66} - \frac{28005,418}{7461,32} \times 7,9 = 81,70 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 141,22 + 81,70}{4} = 125,59 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	171,84	132,59	162,0,2	130,58	91,34	120,77	OK
Y - Y	181,87	122,56	167,04	140,22	81,70	125,59	OK

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la stabilité du radier est vérifiée.

VI-4-4- Ferrailage du radier :

1) Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; 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 $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

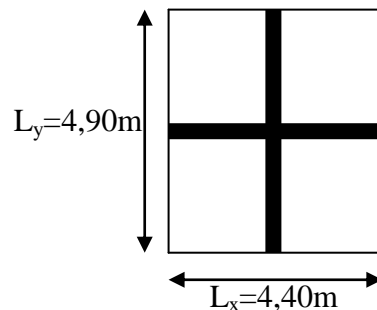
2) Identification du panneau :

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$L_x = 4,40 \text{ m} ; L_y = 9,00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89$$



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 167,04 - \frac{9134,84}{358,66} = 141,57 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 125,59 - \frac{9134,84}{358,66} = 100,12 \text{ kN/m}^2$$

3) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 141,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0468 \\ U_y = 0,759 \end{cases}$$

4) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0468 \times 141,57 \times (4,4^2) = 128,26 \text{ kN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,464 \times 124,07 = 97,34 \text{ kN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

❖ Ferrailage dans le sens x - x :**• Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 128,26 = -64,13 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,13 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,061 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{64,13 \times 10^2}{0,969 \times 27 \times 34,8} = 7,05 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA12/ml = 9,05 cm²/ml** avec un espacement de **12,5 cm**

• En travée :

$$M_t = 0,75 \times 128,26 = 96,195 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{96,195 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392$$

La section est simplement armée SSA

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{96,195 \times 10^3}{0,952 \times 27 \times 348} = 10,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA14/ml = 12,31 cm²/ml** Avec : **S_t = 12,5cm**

❖ **Ferraillage dans le sens y - y :**• **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 97,34 = -48,67 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48,67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0048 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0048 \rightarrow \beta = 0,975 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48,67 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 5,31 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7,72 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 14,5 cm**

• **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 97,34 = 73,005 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73,005 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73,005 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 8,05 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14 = 10,77 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 14,5 cm**

Tableau :Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	8HA12/ml = 9,05 cm ² /ml St=12,5cm	7HA12 /ml = 7,72 cm ² /ml St=14,5cm
Armatures en travées	8HA14/ml = 12,31 cm ² /ml St=12,5cm	7HA14/ml = 10,77 cm ² /ml St=14,5cm

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VI-5- Vérification a L'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

❖ Sens xx

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 110 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,89}{2} \right) = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens yy :

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 110 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 7,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

❖ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h^2; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14,5 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification de la contrainte de cisaillement :**• Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3052,24}{3 \times 4,9} = 207,63 \text{ KN} \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 3052,24 \text{ kN/m}^2$$

- **Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3052,24}{2 \times 4,9 + 4,4} = 214,94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{214,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI-6- Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$v=0,2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{4,9} = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,832 \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0539 \times 100,12 \times 4,4^2 = 104,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,832 \times 104,45 = 86,90 \text{ kN.m}$$

- **Sens x-x :**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 104,47 = -52,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 104,47 = 78,35 \text{ kN.m}$$

- **Sens y-y :**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 86,9 = -43,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 86,9 = 65,17 \text{ kN.m}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 27} = 0,45$$

$$\rho_1 = 0,45 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,898$$

$$; \alpha_1 = 0,306$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{78,35 \times 10^{-3}}{0,898 \times 0,27 \times 12,31 \times 10^{-4}} = 262,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 262,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,029 \times 262,5 = 7,61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 262,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI-7. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

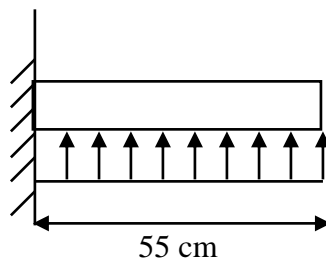


Fig. : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

• A l'ELU :

$$q_u = 141,57 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{141,57 \times 0,55^2}{2} = -21,41 \text{ kN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = 100,12 \text{ kN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{100,12 \times 0,55^2}{2} = -15,14 \text{ kN.m}$$

2. Calcul des armatures

- **Armatures principales :**

$B=1\text{m}$; $d=27\text{cm}$; $f_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,41 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{21,41 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

3. Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 > A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2}$$

avec un espacement $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : **$A_r = 4\text{HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **25 cm/ml**.

4. Vérification à l'ELS :

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 ; \quad \alpha_1 = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15,14 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 132,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 132,96 = 2,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 132,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI-8- Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités a fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

a-1) Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

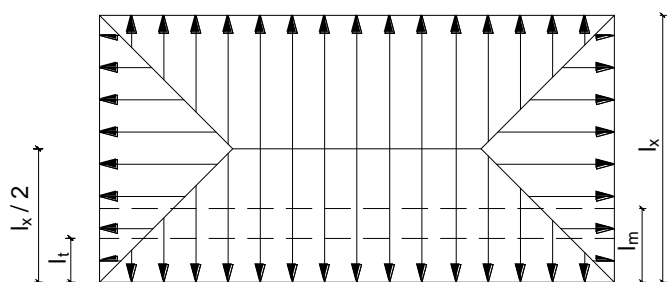


Fig : Répartition trapézoïdale

a-2) Le Chargement simplifié

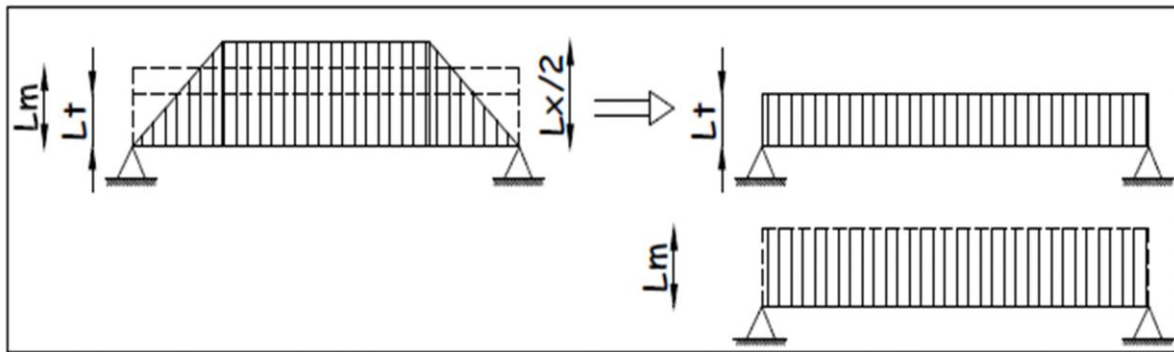


Fig : Présentation du chargement simplifié

a-3) Charge triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

a-4) Charge trapézoïdal

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

b) Charges à considérer

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\}$$

pour les moments flechissants

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\}$$

Pour les efforts tranchantes

Détermination des charges

❖ ELU

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(167,04 - \frac{9134,84}{358,66} - \frac{2095,2}{104,76} \right) = 121,57 \text{ kN/m}^2$$

❖ ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(125,59 - \frac{7134,84}{358,66} - \frac{2095,2}{104,67} \right) = 80,12 \text{ kN/m}^2$$

d) Calcul des charges

Pour tous les panneaux $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

d-1) Sens longitudinal

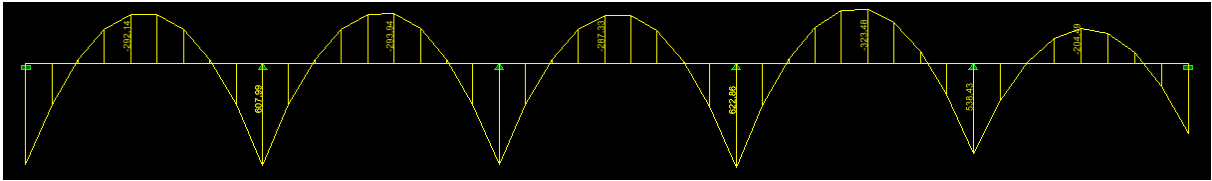
Tableau : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
A-B	1	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
B-C	1	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
C-D	1	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
D-E	1	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,40	4,90	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
E-F	1	4	4,90	0,81	trapézoïdale	1,47	1,20	121,57	80,12	178,70	357,4	117,77	235,54	145,88	291,76	96,14	192,28
	2	4	4,90	0,81	trapézoïdale	1,47	1,20	121,57	80,12	178,70		117,77		145,88		96,14	

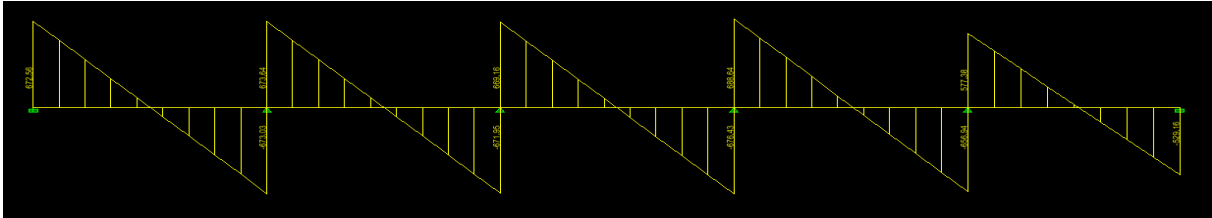
d-1-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

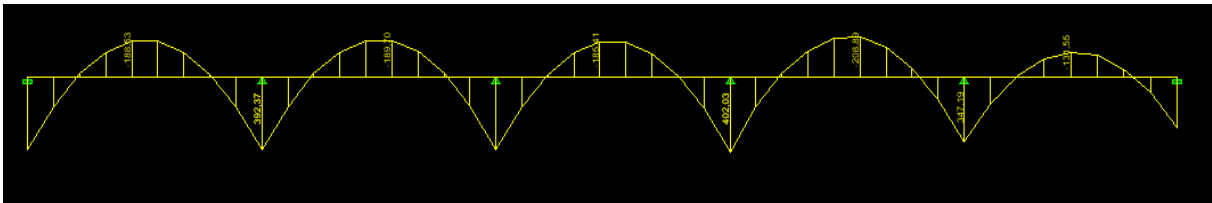
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



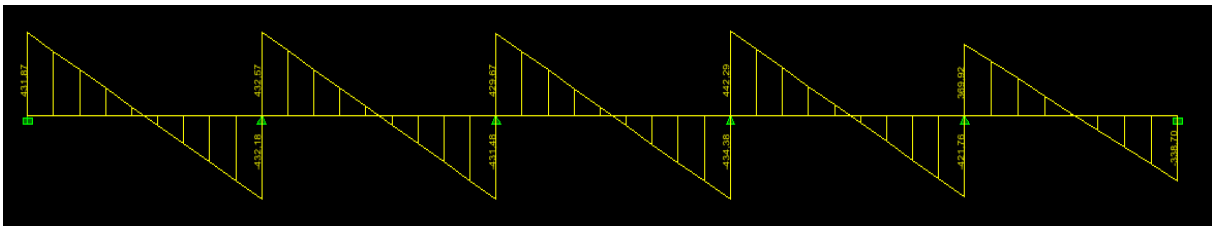
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-1-2) Le ferrailage a' L'ELU

- $M_t^{max} = 323,48 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 622,86 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60 \text{ cm} \\ h_n = 110 \text{ cm} \\ d = 107 \text{ cm} \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ Aux appuis

$$M_a = 622,86 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{622,86 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,064 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,967 \quad \rightarrow \quad A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{622,86 \times 10^3}{0,967 \times 107 \times 348} = 17,29 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA16+5HA14 = 17,74 cm²

❖ En travée

$$M_t = 323,48 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{323,48 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,033 \quad \beta = 0,983 \quad \Rightarrow$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{323,48 \times 10^3}{0,983 \times 107 \times 348} = 8,83 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA16 = 10,05 cm²

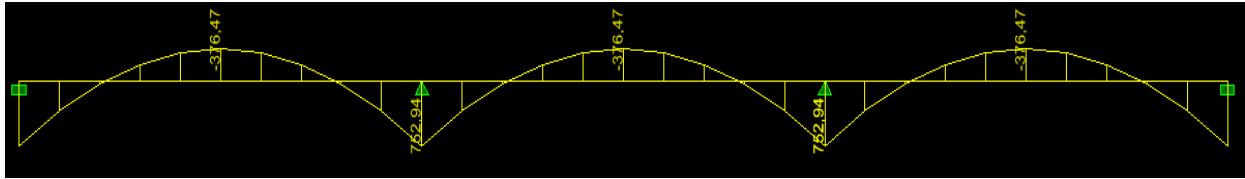
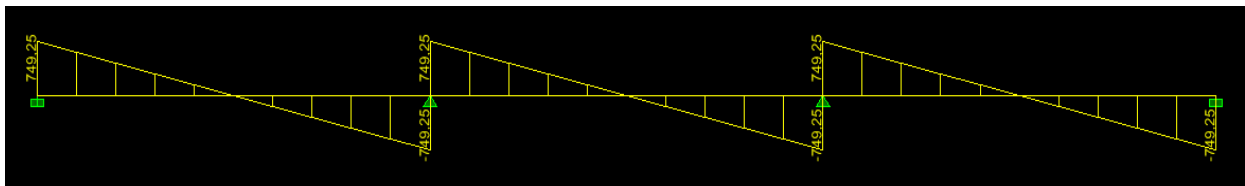
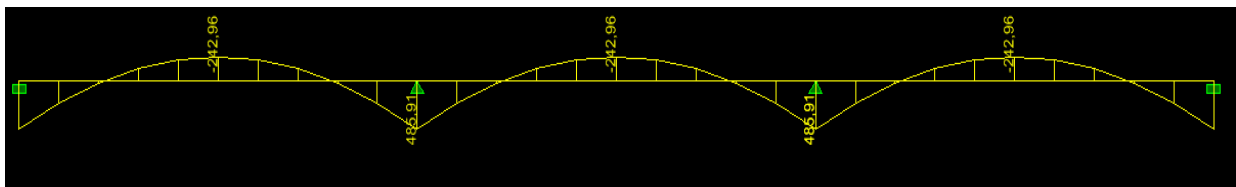
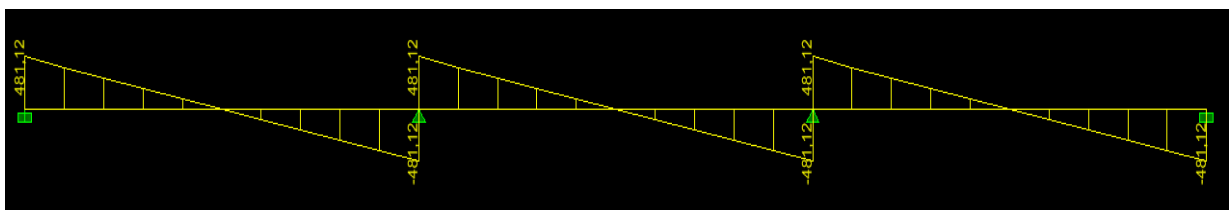
d-2) Sens transversal

Tableau : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moments fléchissant				Efforts tranchants			
travée	panneau	lx	ly	P	chargement	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4,4	4,9	0,89	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,4	4,9	4,9	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
2-3	1	4,4	4,9	4,9	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,4	4,9	4,9	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	
3-4	1	4,4	4,9	4,9	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72	391,44	128,99	257,98	160,47	320,94	105,75	211,5
	2	4,4	4,9	4,9	trapézoïdale	1,61	1,32	121,57	80,12	195,72		128,99		160,47		105,75	

d-2-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU****3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS****4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

d-2-2) Le ferrailage AL'ELU

- $M_t^{\max} = 376,47 \text{ kN.m}$
- $M_a^{\max} = 752,94 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60 \text{ cm}, \\ h_n = 110 \text{ cm}, \\ d = 107 \text{ cm}, \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ Aux appuis

$$M_a = 752,94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{752,94 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,077 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,077 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{752,94 \times 10^3}{0,959 \times 107 \times 348} = 21,08 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 filante+ (5HA16) Chapeaux= 25,75 cm²

❖ En travée

$$M_t = 376,47 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{376,47 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{376,47 \times 10^3}{0,981 \times 107 \times 348} = 10,30 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 = 15,70 cm²,

VI-9- Vérifications à l'ELU**a) Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 60 \times 107 \times 2,1}{400} = 7,75 \text{ cm}^2$$

a-1) sens longitudinal :

- ❖ **Aux appuis :** $A_{sa} = 17,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
- ❖ **En travée :** $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

a-1) sens transversal :

- ❖ **Aux appuis :** $A_{sa} = 25,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
- ❖ **En travée :** $A_{st} = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 688,54 \text{ kN}$ ➡ sens xx

$T_{u \max} = 749,25 \text{ kN}$ ➡ sens yy

$$\tau_u = \frac{688,54 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{749,25 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2 cadres + 1 étrier de $\phi 8$** ➡ $A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

❖ Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{27,5; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

❖ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

d) La quantité d'armatures transversales

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII-10- Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Travée	323,48	208,89	1,54	0,033	0,0432	0,52	Condition vérifiée
	Appui	622,86	402,03	1,54	0,064	0,0828	0,52	Condition vérifiée
Y-Y	Travée	376,47	242,96	1,54	0,038	0,485	0,52	Condition vérifiée
	Appui	752,94	485,91	1,54	0,077	0,1016	0,52	Condition vérifiée

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

b) Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 Vcm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 110 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1,10} = 2,72 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 1,36 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ / parois.

Conclusion generale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

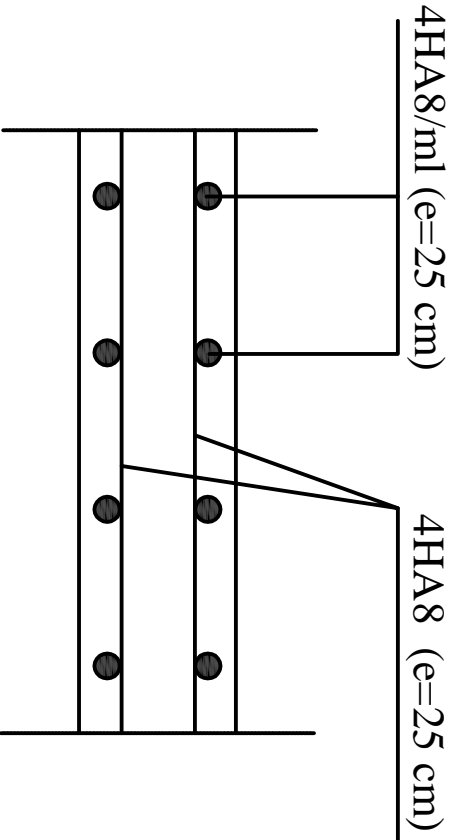
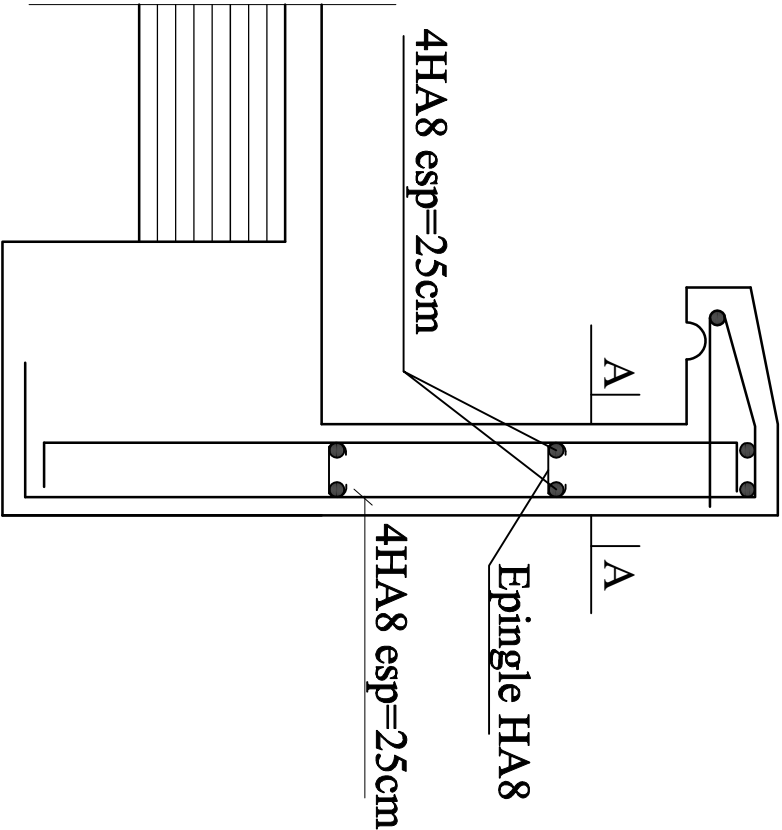
Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

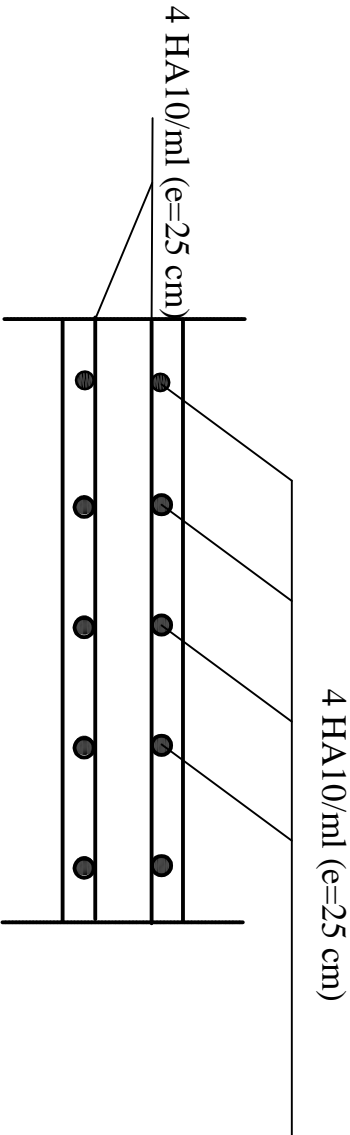
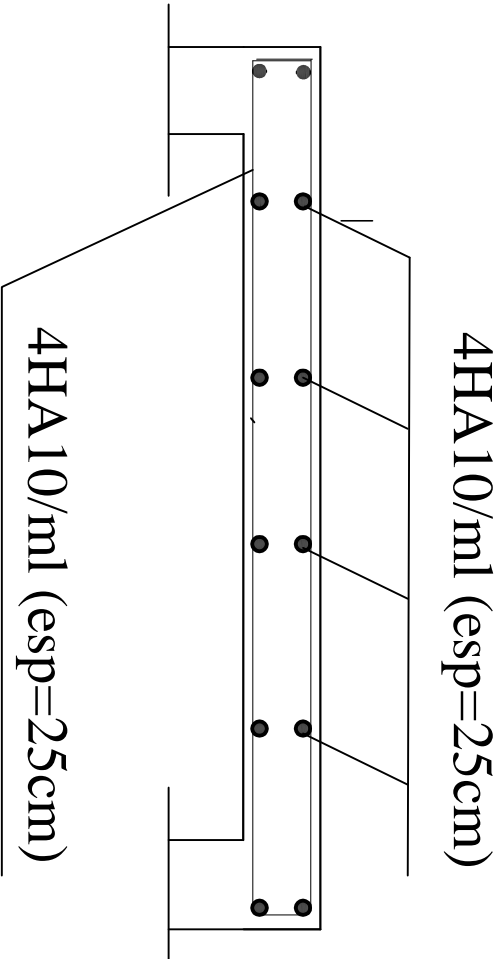
- [1] *Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).*
- [2] *DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- [3] *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- [4] *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- [5] *Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM,DDS).*
- [6] *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*
- [7] *Cours de ETABS (M^R : DROUCHE.M).*

Ferrailage de l'acrotere

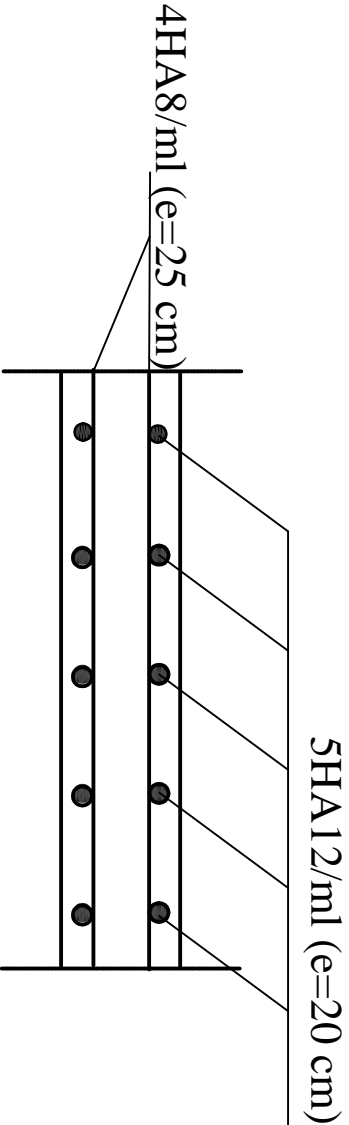
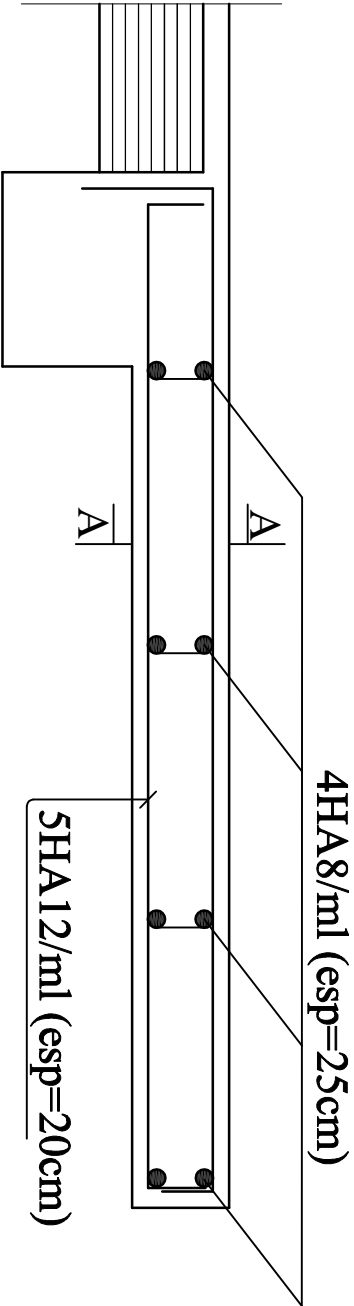


Coupe A-A

Ferrailage de la salle machine



Coupe A-A

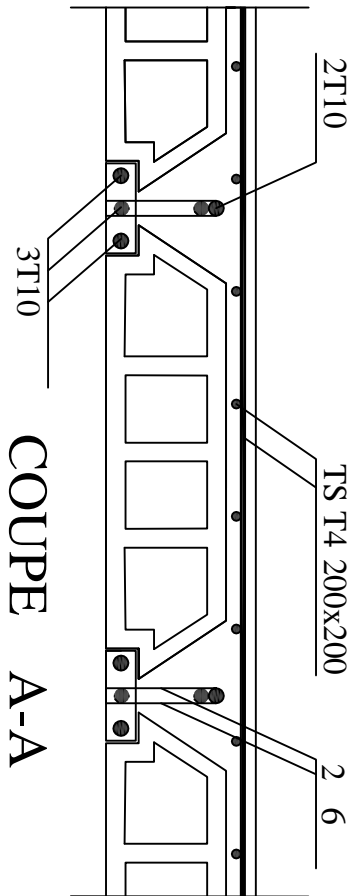
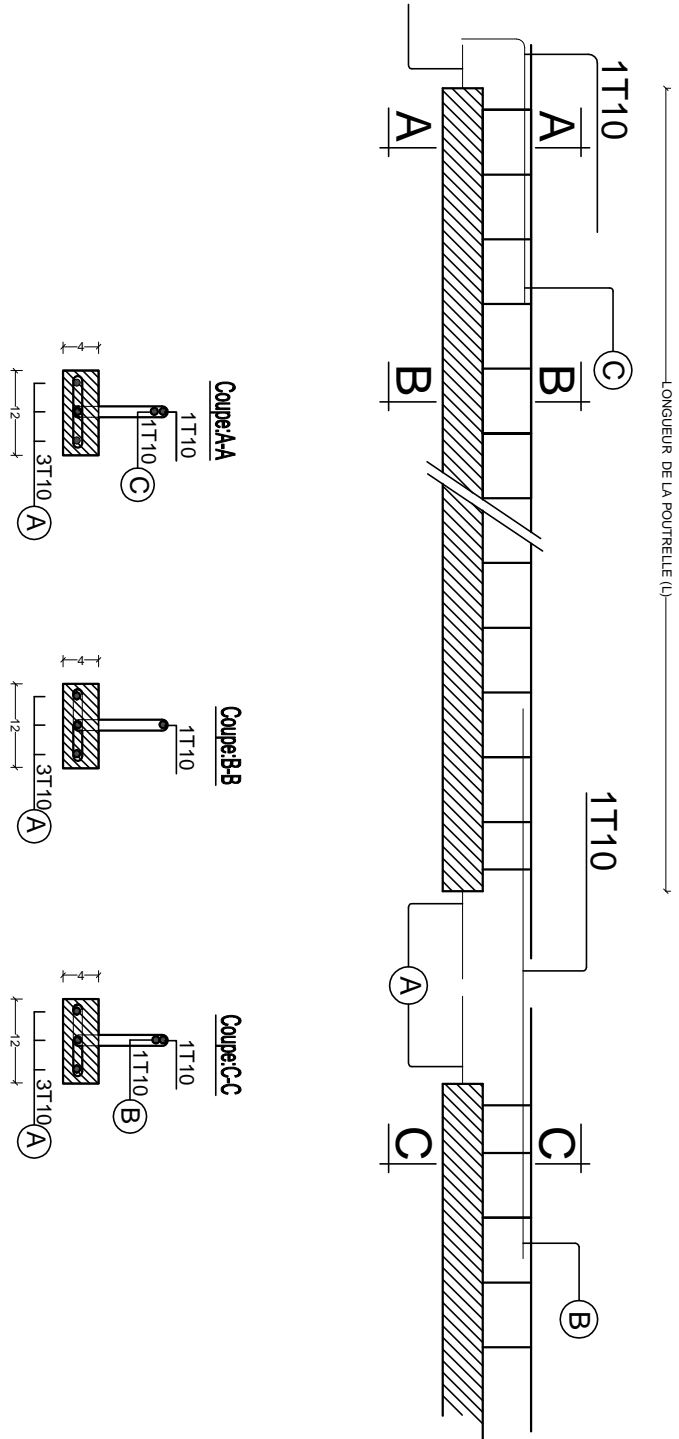


Coupe A-A

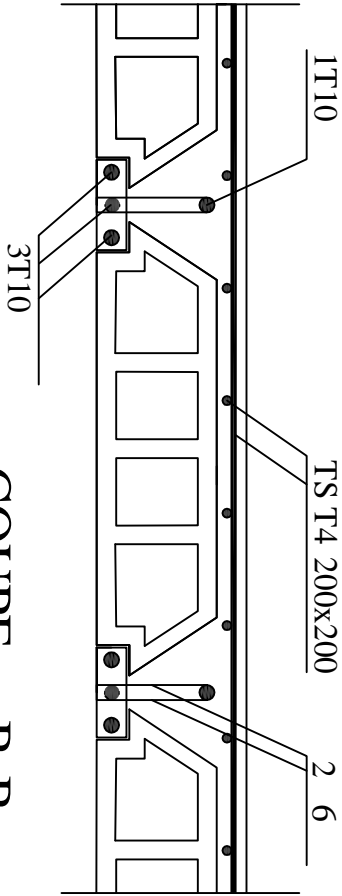
Ferrailage des balcon

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOU DE MAMMERI TIZIOUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémotre de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
SECONDAIRES	
Etudié par:	Dirigé par:
Saadi Hamza	Mme SAIB
Haddouche Arab	
SITUATION:	Promotion :2018/2019
SORTIE EST DE TIZIOUZOU (ma)	

Ferrailage des poutrelles

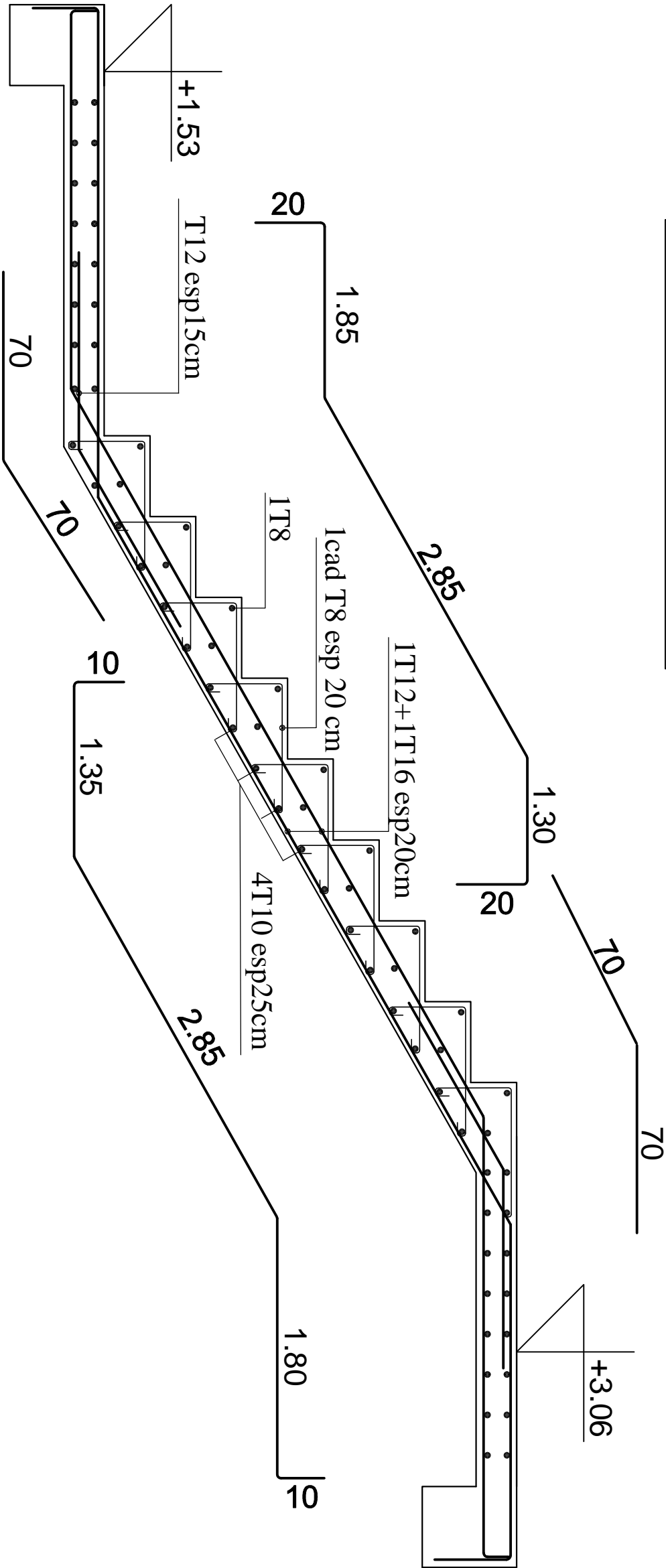


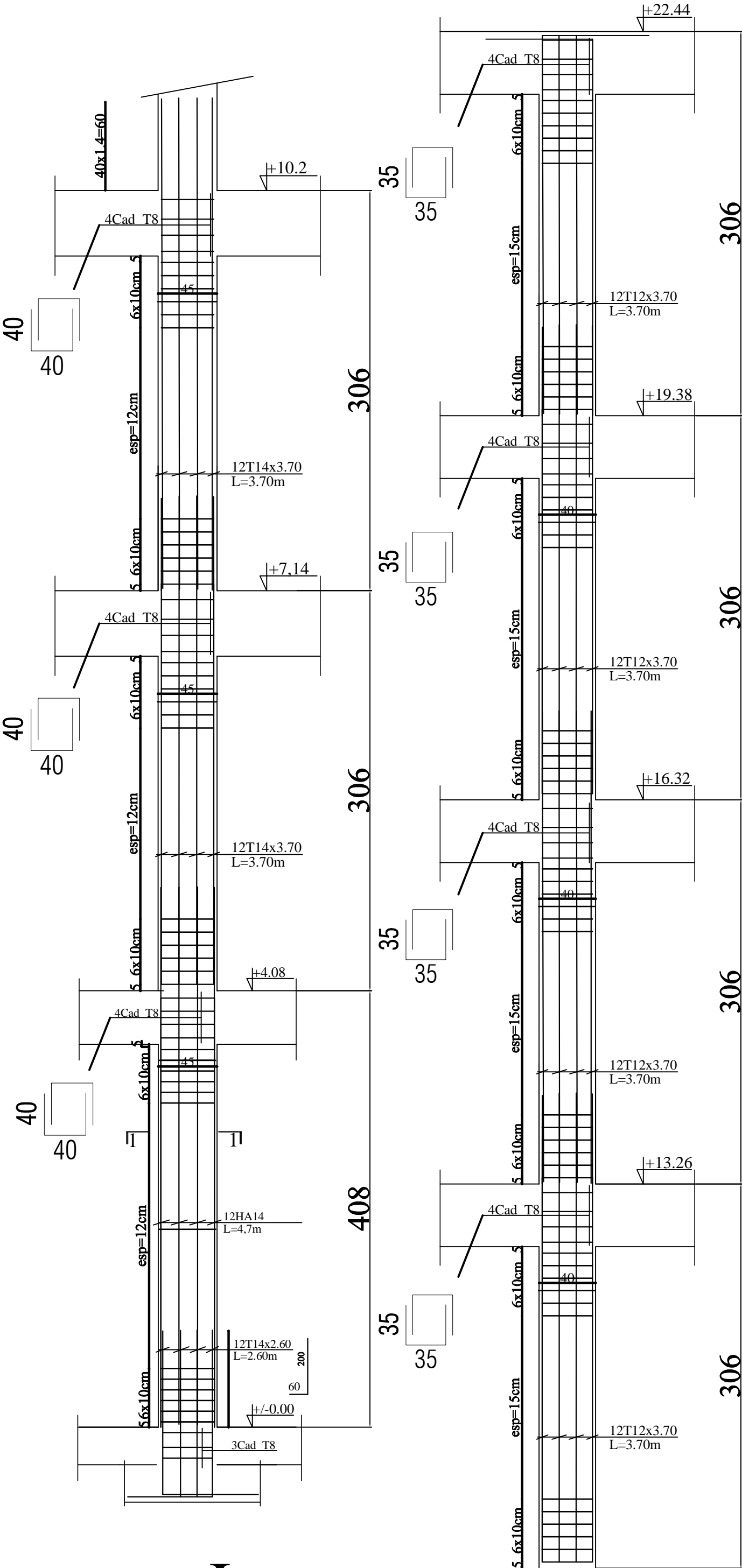
COUPE A-A



COUPE B-B

Ferrailage des escaliers



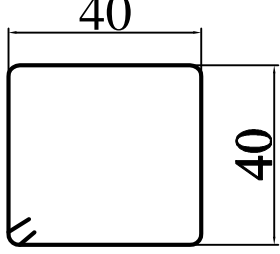
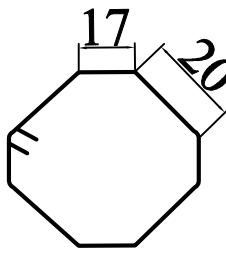
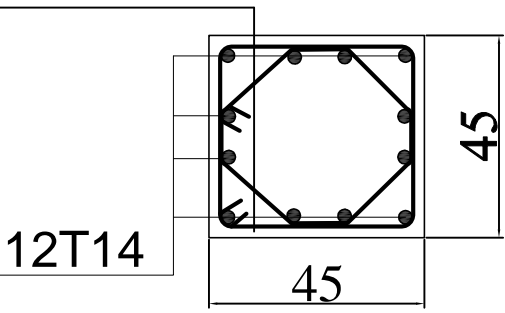


zone I

zone II

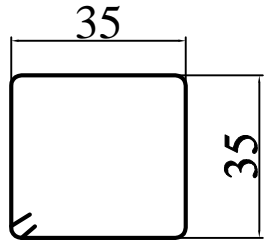
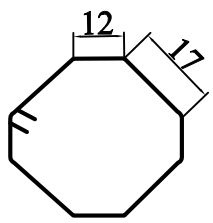
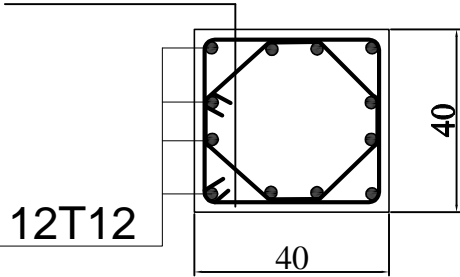
Coupe 1-1

2cad T8



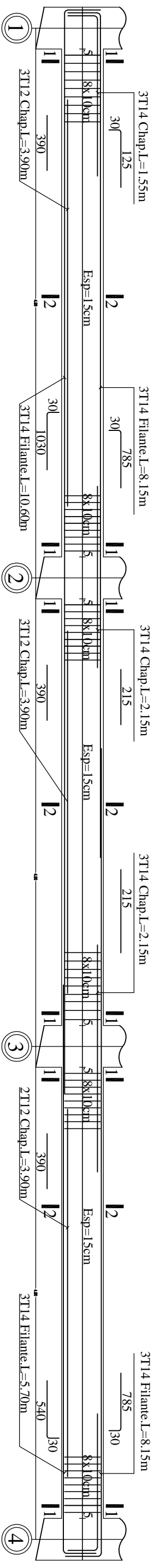
Coupe 2-2

2cad T8

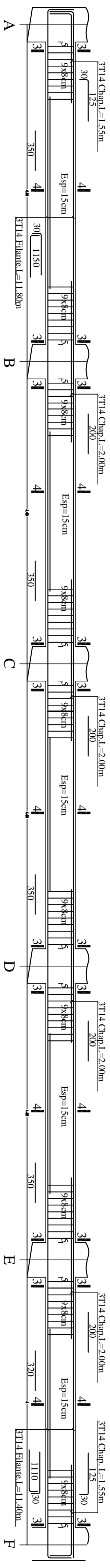


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Etudié par:	Dirigé par:
Saadi Hamza	Mme SAIB
Haddouche Arab	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU (freha)	

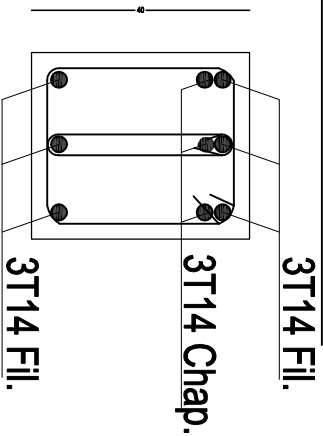
Ferrailage des poutres principales



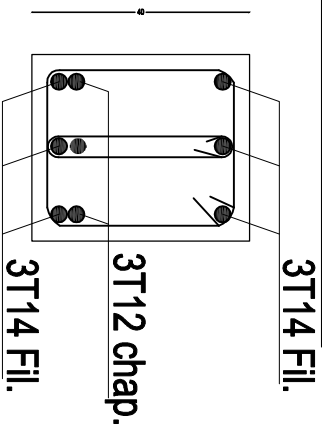
Ferrailage des poutres secondaires



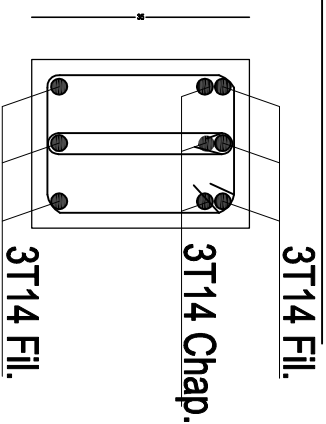
COUPE 1-1



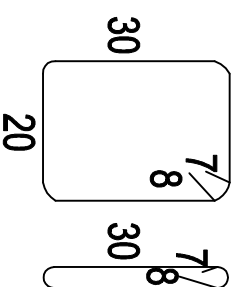
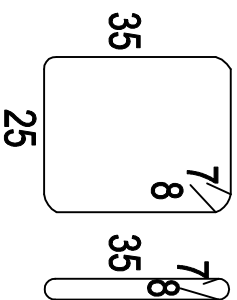
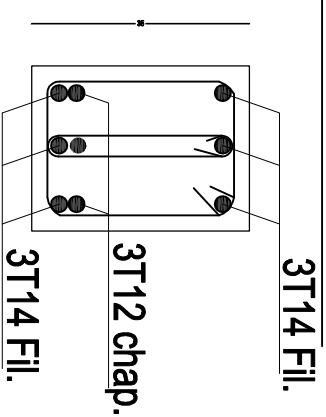
COUPE 2-2



COUPE 3-3

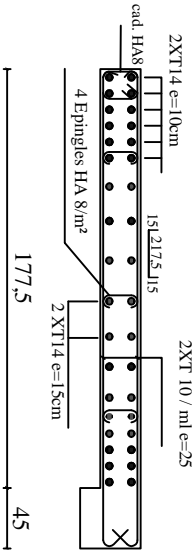


COUPE 4-4

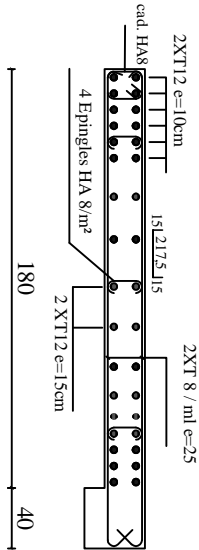


<p>RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI OUDOU</p> <p>Département Génie de la Construction</p> <p>Filière Génie Civil</p> <p>OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE</p>	<p><i>Mémoire de fin d'étude</i></p> <p><u>PROJET :</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL.</p>
<p>Etude par :</p> <p>Saadi Harza</p> <p>Hadhoudine Aïab</p>	<p>Dirigé par :</p> <p>Mme SAIB</p>
<p><u>SITUATION :</u></p> <p>SORTIE EST DE TIZI OUDOU (fma)</p>	<p><u>promotion :</u> 2018/2019</p>

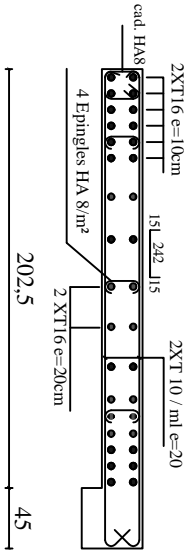
Coffrage & ferrailage du voile type VL1=2 m.EP=20cm zoneI



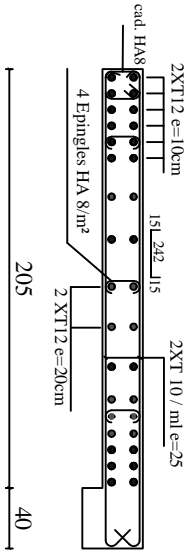
Coffrage & ferrailage du voile type VL1=2m.EP=20cm zoneII



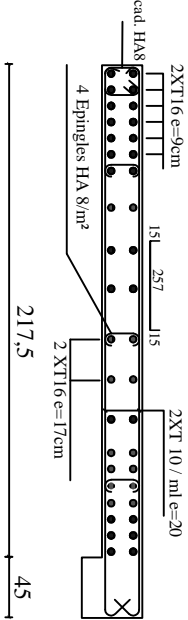
Coffrage & ferrailage du voile type VL2=2,25 m.EP=20cm zoneI



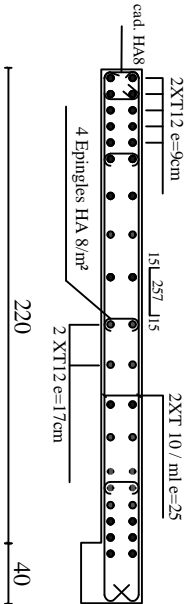
Coffrage & ferrailage du voile type VL2=2,25m.EP=20cm zoneII



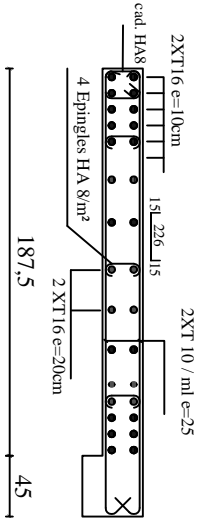
Coffrage & ferrailage du voile type VL3=2,4 m.EP=20cm zoneI



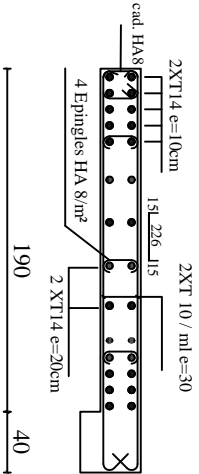
Coffrage & ferrailage du voile type VL2=2,25m.EP=20cm zoneII



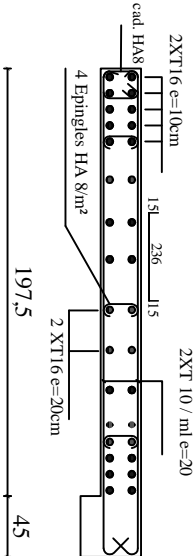
Coffrage & ferrailage du voile type VL5=2.1 m.EP=20cm zoneI



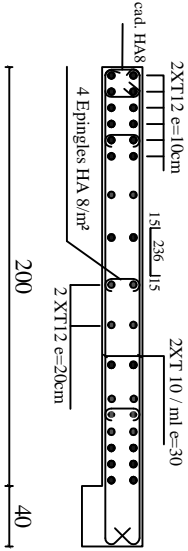
Coffrage & ferrailage du voile type VL5=2.1m.EP=20cm zoneII



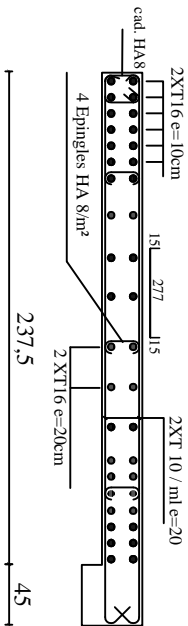
Coffrage & ferrailage du voile type VL6=2.2 m.EP=20cm zoneI



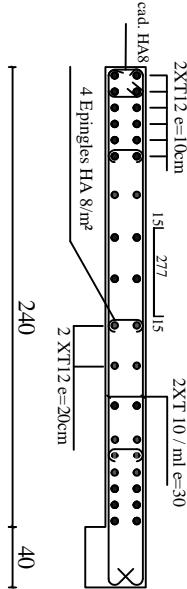
Coffrage & ferrailage du voile type VL6=2,2m.EP=20cm zoneII



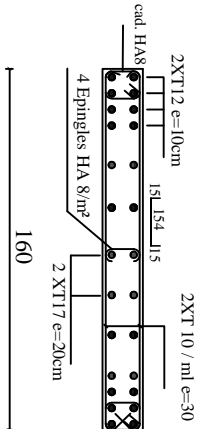
Coffrage & ferrailage du voile type VT1=2.6 m.EP=20cm zoneI



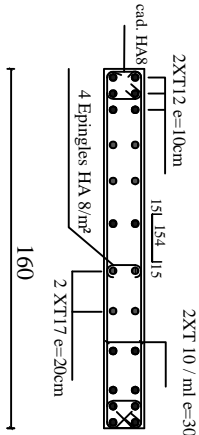
Coffrage & ferrailage du voile type VT1=2,6m.EP=20cm zoneII



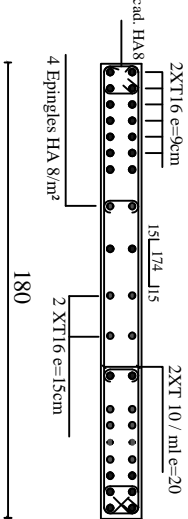
Coffrage & ferrailage du voile type VL4=1,6 m.EP=20cm zoneI



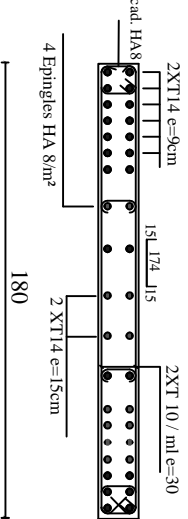
Coffrage & ferrailage du voile type VL5=2.1m.EP=20cm zoneII



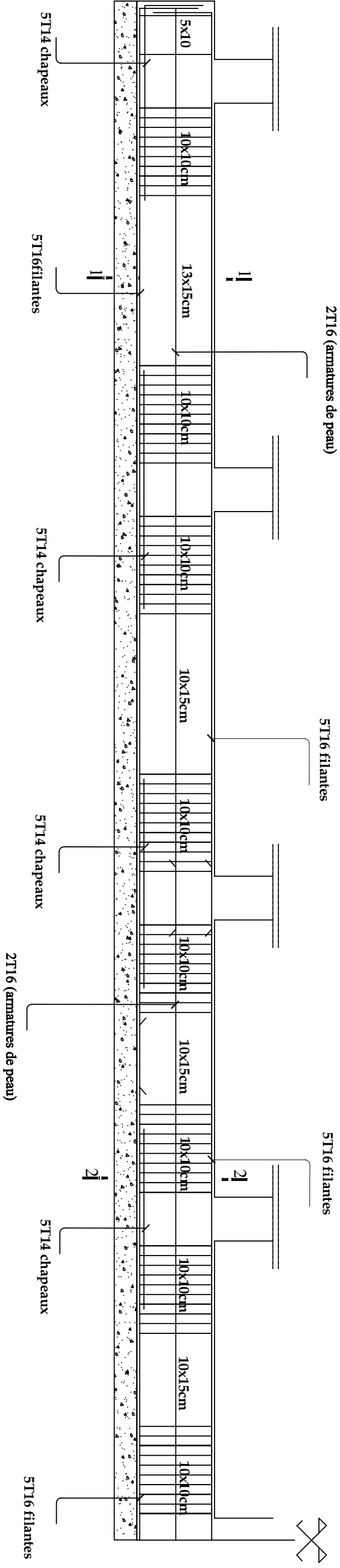
Coffrage & ferrailage du voile type VT2=1,8 m.EP=20cm zoneI



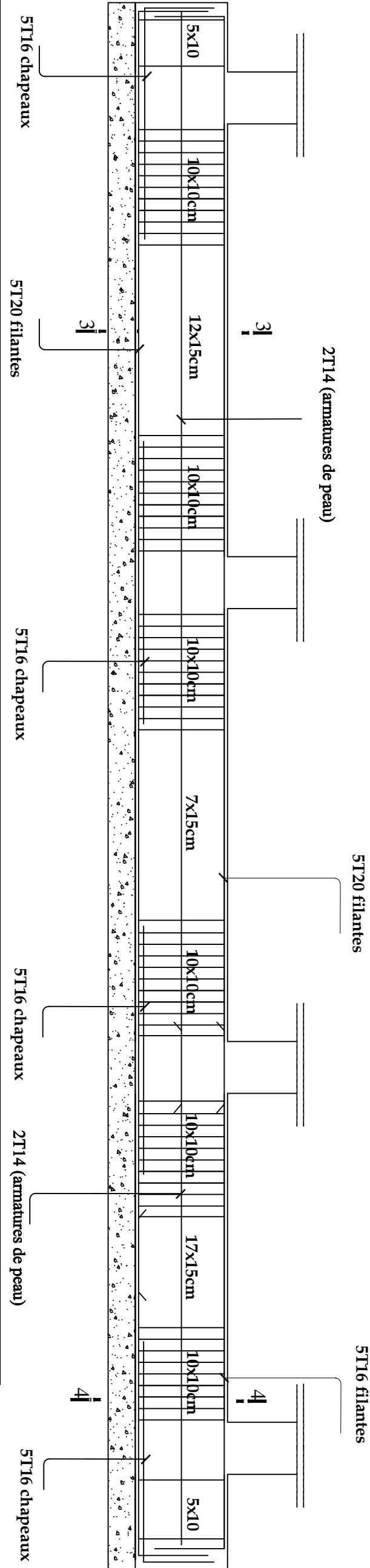
Coffrage & ferrailage du voile type VT2=1,8m.EP=20cm zoneII



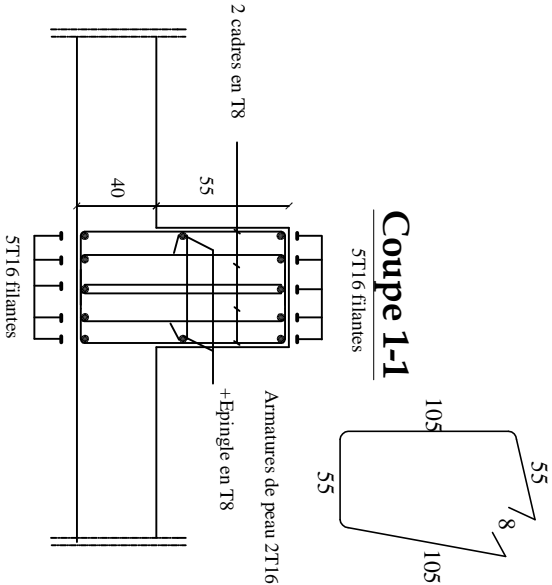
Ferrailage de la nervure dans sens Longitudinal



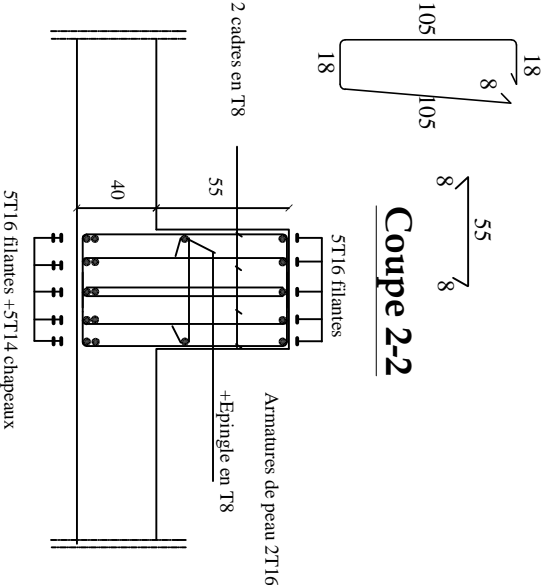
Ferrailage de la nervure dans sens Transversal



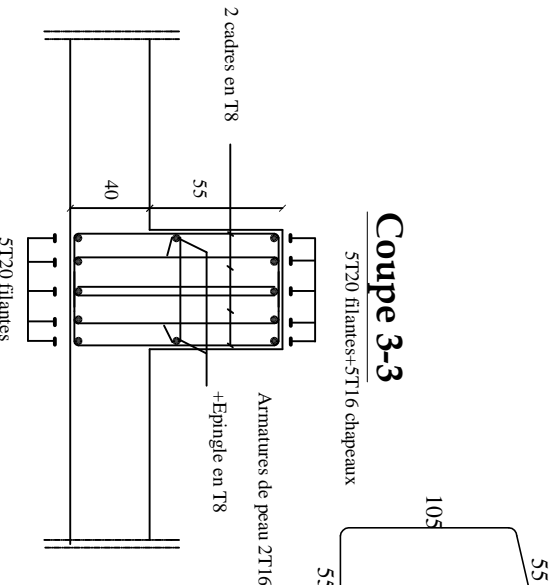
Coupe 1-1



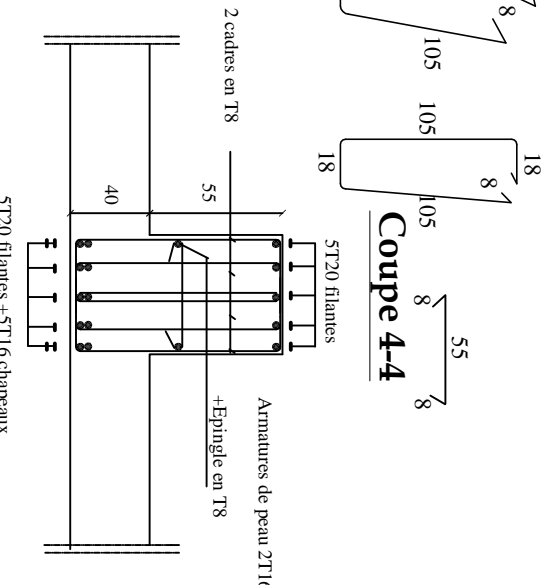
Coupe 2-2



Coupe 3-3

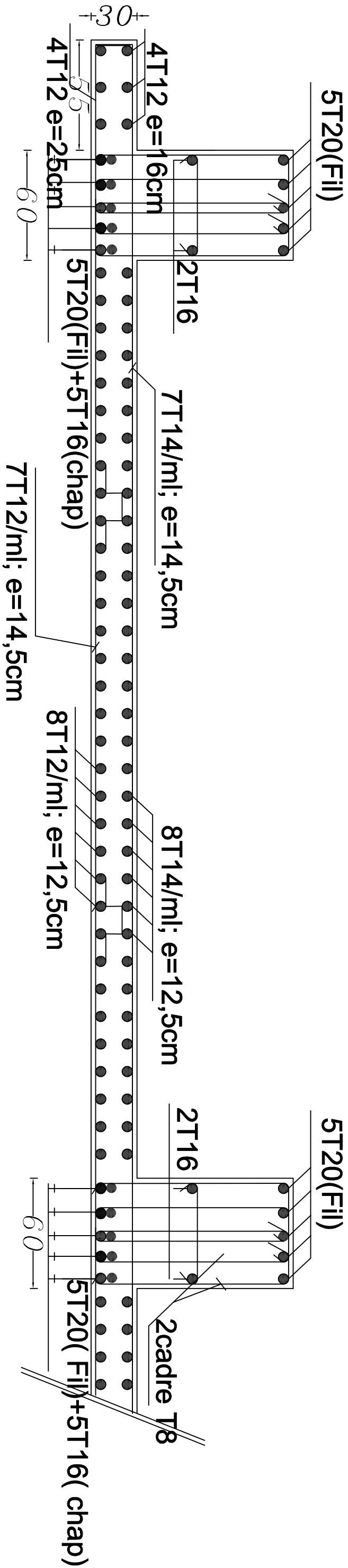


Coupe 4-4

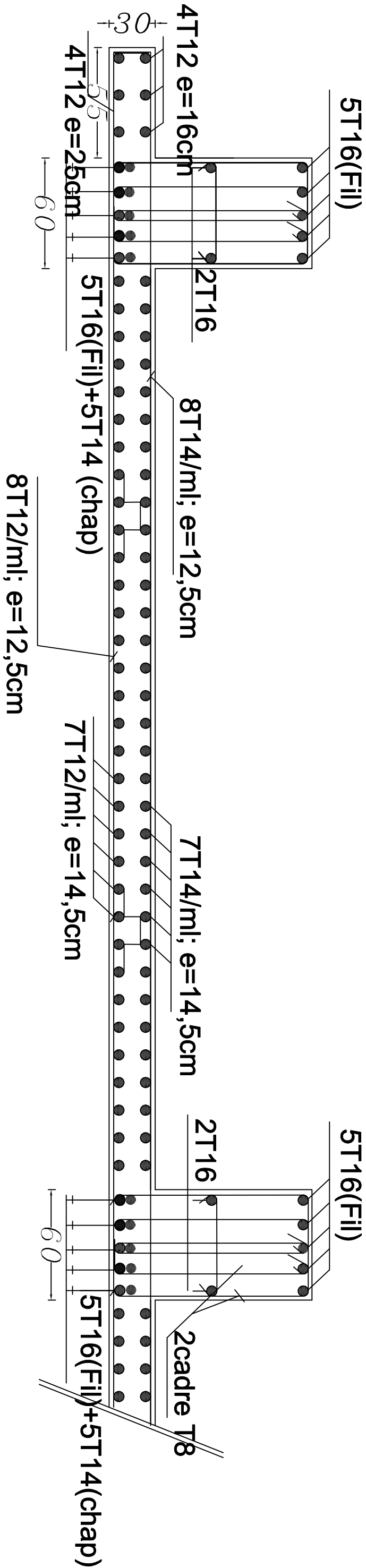


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOU OUDJ MAMMERI TIZI OUIZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES NERVURES	
Etudié par:	Dirigé par:
Saïd Hamza	Mme SAIB
Hadouache Arab	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI OUIZOU (Génie)	

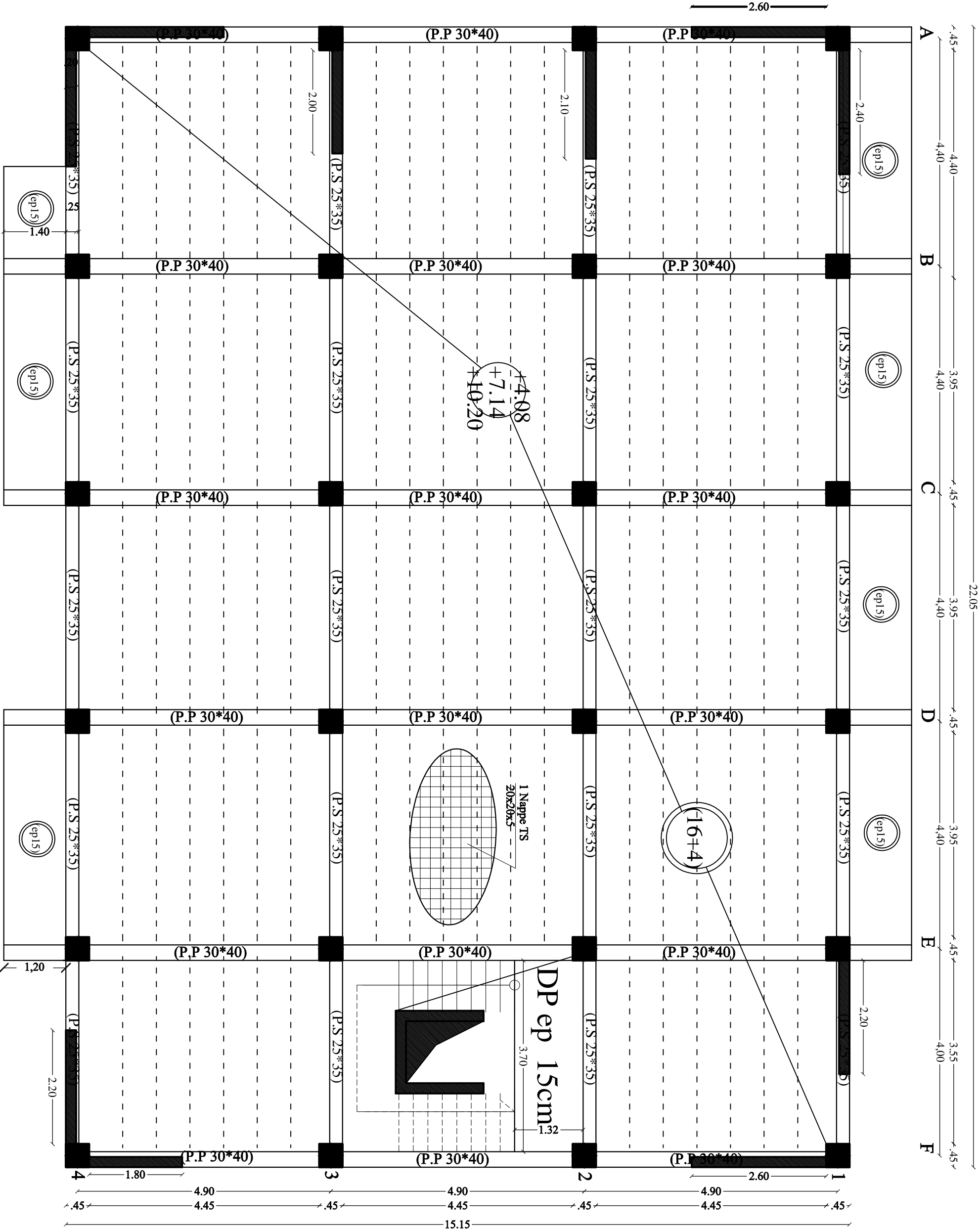
Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal coupe 2-2



Ferrailage du radier général dans sens Transversal coupe 2_2

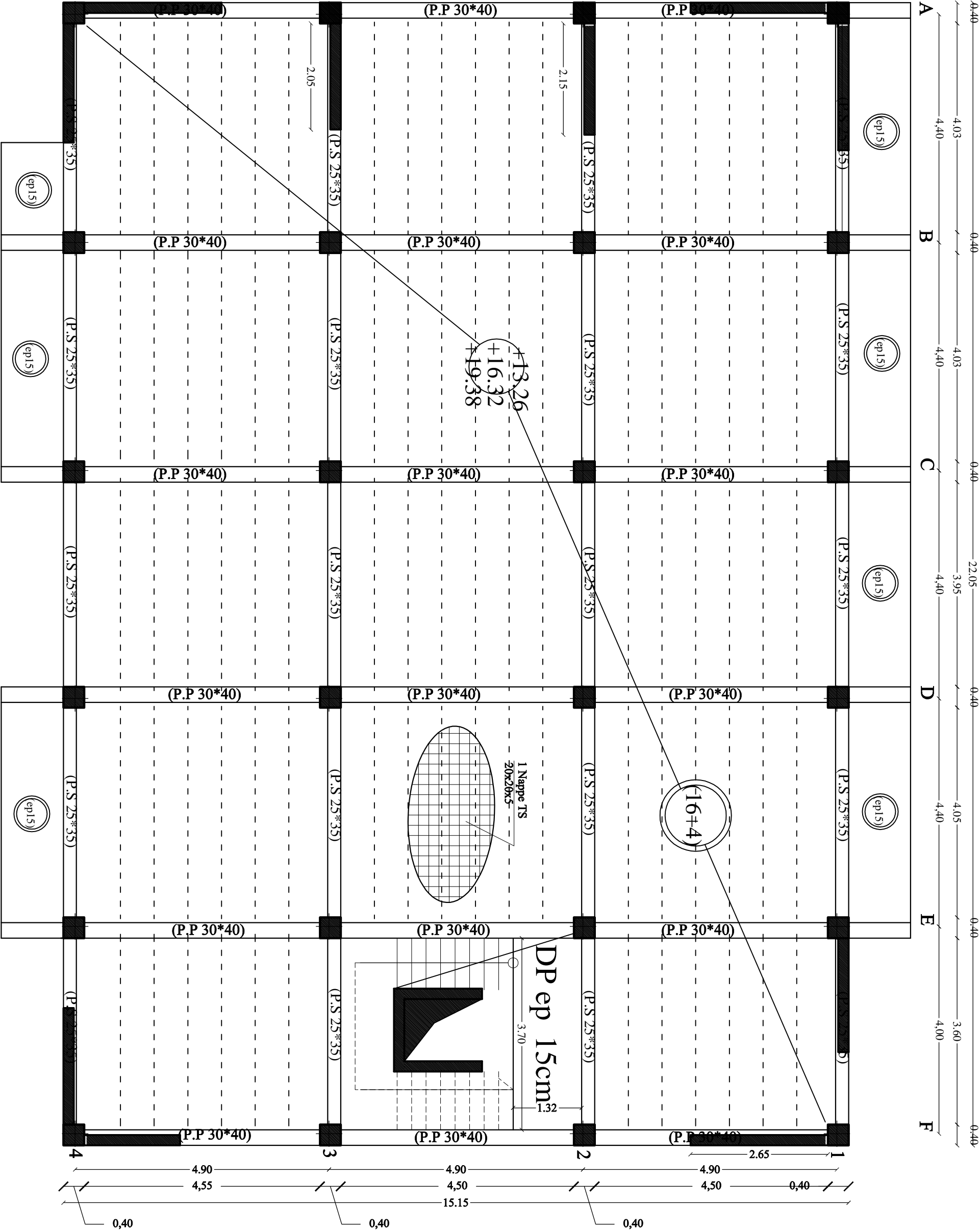


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOU OUDJ MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	
Etudié par: Saïd Hamza	Dirigé par: Mme SAIB
Intervenant: Habiboune Arab	
SITUATION: promotion :2018/2019	
SORTIE EST DE TIZI OUZOU (Géba)	



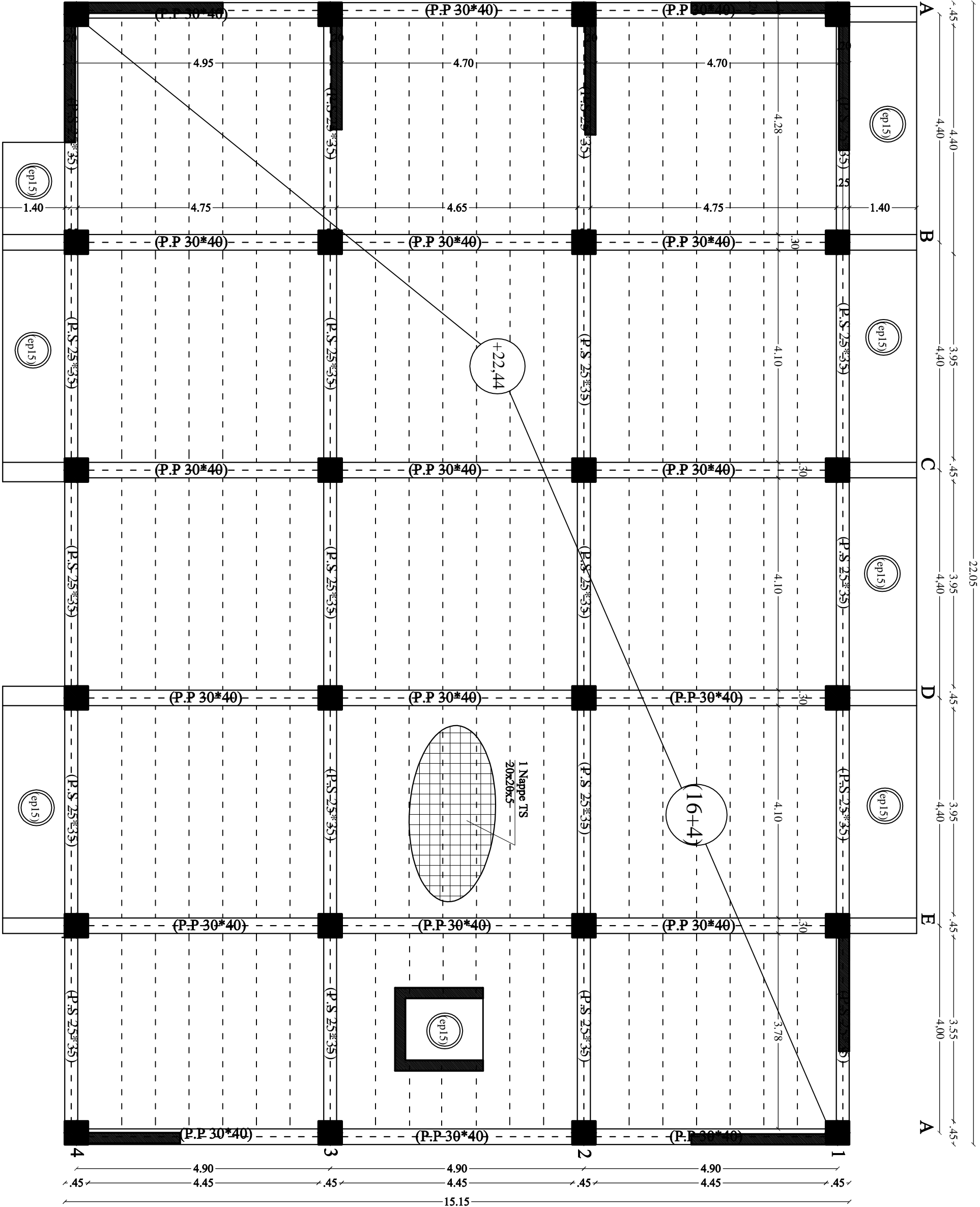
COFFRAGE NIVEAU +4.08 ,+7.14, +10.20

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOU DE MAMMERI TIZIOUZOU	
Departement Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHER	
+4.08 ,+7.14, +10.20	
Etudié par:	Dirigé par:
Saadi Hamza	Mme SAIB
Hadouche Arab	
SITUATION:	promotion :2018/2019
SORTIE EST DE TIZIOUZOU (n°aa)	



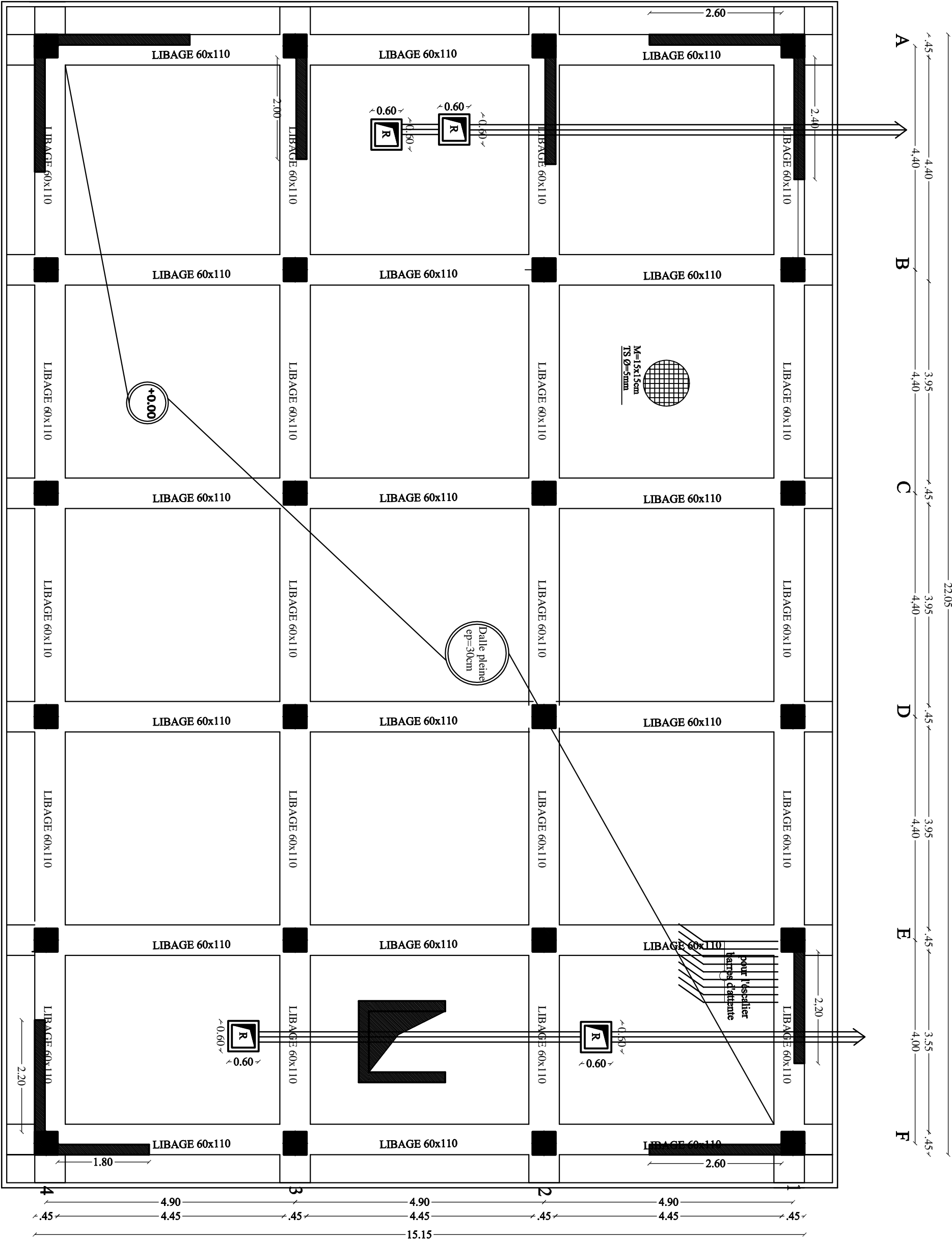
COFFRAGE NIVEAU +13.26 ,+16.26, +19.38

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD DE MAAMER TIZIOUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHER	
+13,26 ;+16,26 ;+19,38m	
Etudié par:	Dirigé par:
Saadi Hamza	Mme SAIB
Haddouche Arab	
SITUATION:	Promotion : 2018/2019
SORTIE EST DE TIZIOUZOU (n°aa)	



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD DE MAHAMEDI TIZIOUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHER	
+22,44m	
Etudié par:	
Saadi Hamza	
Haddouche Arab	
SITUATION:	
SORTIE EST DE TIZIOUZOU (n°6)	
Dirigé par:	
Mme SAIB	
promotion :2018/2019	



COFFRAGE RADIER

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZIOUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Membre de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE DE RADIER	
+0.00	
Etudié par:	
Saadi Hamza	
Haddouche Arab	
SITUATION:	
SORTIE EST DE TIZIOUZOU (n°6)	
Dirigé par:	
Mme SAIB	
promotion :2018/2019	