

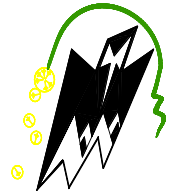
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un Bâtiment (R+9+S) à usage commercial, service et habitation

Contreventé par des voiles porteurs.



Proposé par :

B.E.T

Dirigé par:

M^r : ADJRAD.A

Etudié par :

M^{lle} : MAKHLOUF OUZNA.

M^{lle} : MEFTAH OUERDIA.

Année: 2019/2020

REMERCIEMENT

*Tous d'abord nous remercions le bon **DIEU** qui nous a aidé pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur **M^r : ADJRAD** pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*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 (es)

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

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon très chers père(Abelkader) à la meilleure maman au monde (Nora) qui est toujours mon soutien et ma force, que DIEU me les gardes et puisse m'aider à les honorer.

A ma chère grand-mère.

A mes adorables frères Khalef, Adel.

A celui qui m'a encouragé et qui n'a jamais cesser de m'aider yacine hadjadj et toute sa famille.

A mes oncles Houari, Rabie, abdrezzak , Aziz.

A mes tantes Wahiba , Samia, Malika .

A mes cousines et cousins : Zahra, Lamisse , sadek , Abdrahmane , Remdane, Abdraouf , Islam et Aya.

A mes ami(e)s, pour leurs amitiés sincères : Ania, Sadjia.

A tous mes collègues de la promotion 2020.

A toute personne qui m'apprécie...

OUERDIA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon très chers père(Mohend) à la meilleure maman au monde (ouiza) qui est toujours mon soutien et ma force, que DIEU me les gardes et puisse m'aider à les honorer.

A mon cher grand père (Chabane).

A mes chères sœurs : Karima et son mari (Lounis), Aini, Sabrina.et mes adorables frères Amirouche, Kader, Ouamar

A mes neveux Ahmed et Idris que j'adore.

A mes oncles et tantes et leurs familles que je respecte.

A celui qui m'a encouragé et qui n'a jamais cesser de m'aider

A mes ami(e)s, pour leurs amitiés sincères : Boudjemaa , Amel , Celine, Celia, Melissa et leurs familles.

A tous mes collègues de la promotion 2020.

A toute personne qui m'apprécie...

OUZNA

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....page 1

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.....page 13

Chapitre III: Calcul des éléments

- **Acrotère.....page33**
- **Balcon.....page 47**
- **Escaliers.....page 57**
- **Poutre brisée et poutre palière.....page 88**
- **Plancher.....page 117**
- **Salle machine.....page 155**

Chapitre IV : Introduction des données et vérifications RPA.....171page

Chapitre V: Ferrailage de la structure.

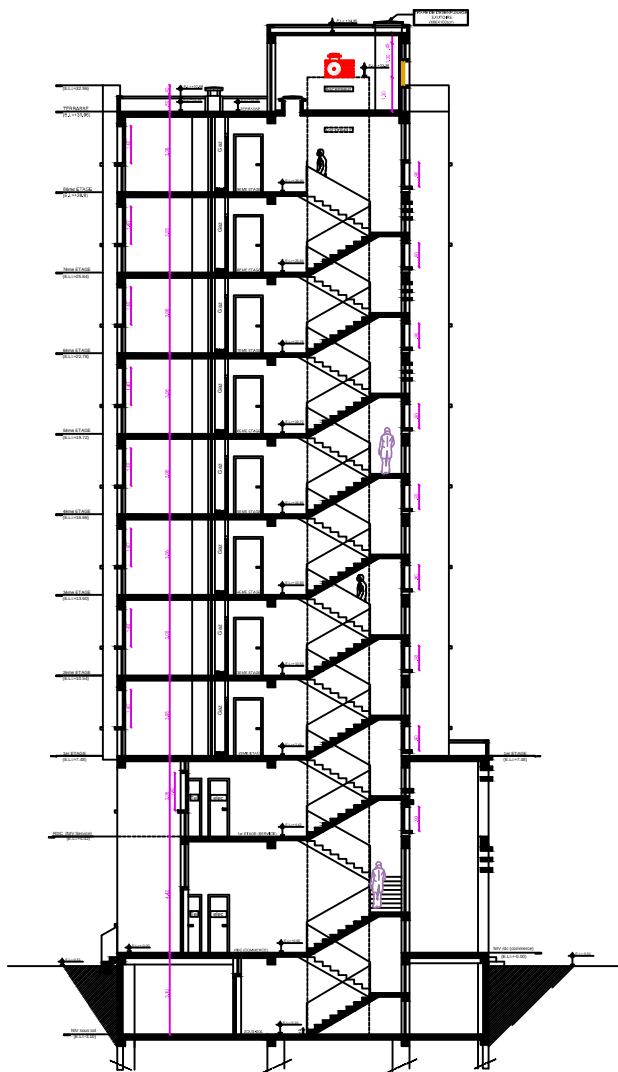
- **Ferrailage des poteaux.....page195**
- **Ferrailage des poutres.....page213**
- **Ferrailage des voiles.....page235**

Chapitre VI: Etude du mur plaque.....page266

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....273page

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

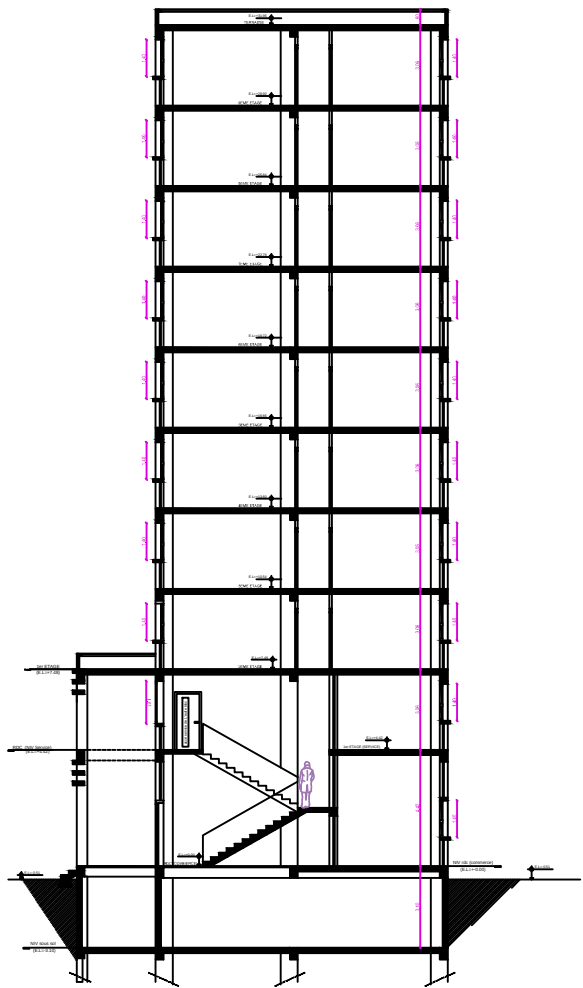
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



07 coupe A-A
NP Echelle 1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Coupe A-A	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

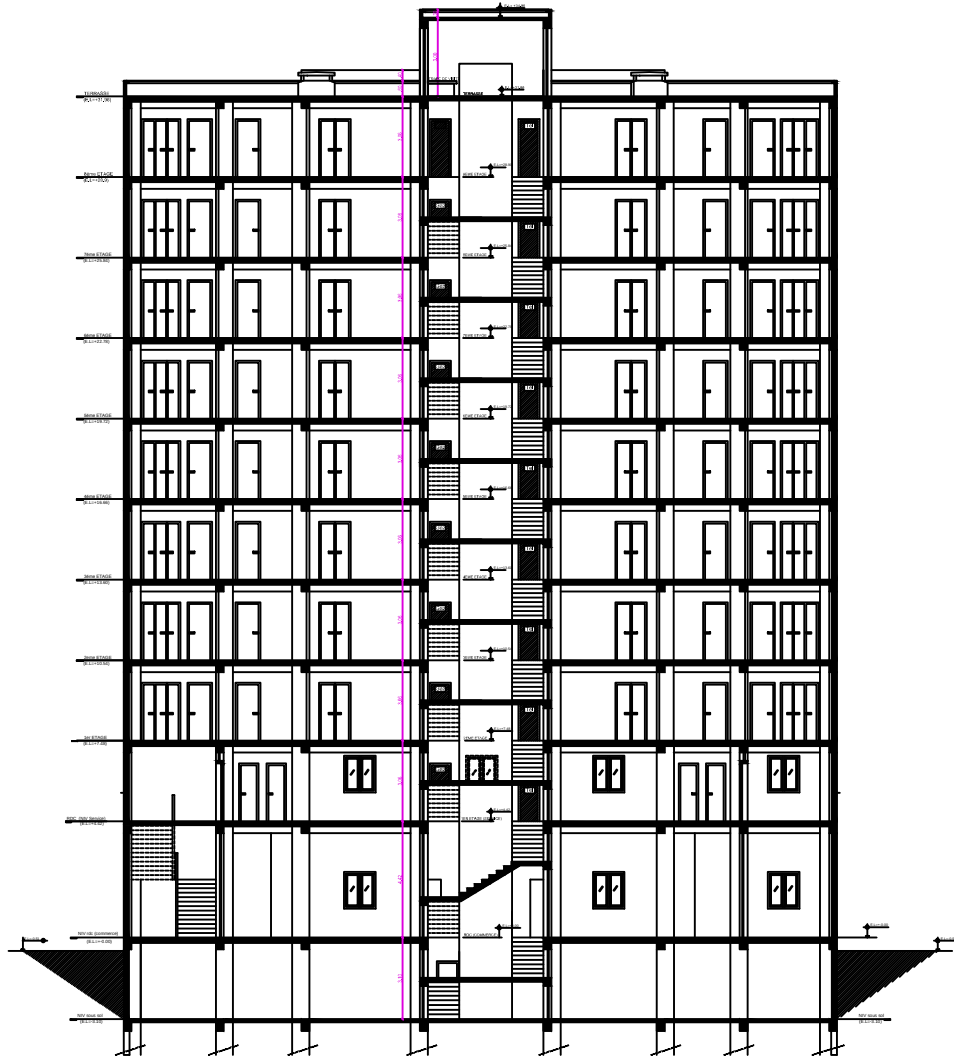


06 coupe B-B
NP
Echelle:1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Coupe B-B	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Février 2021

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



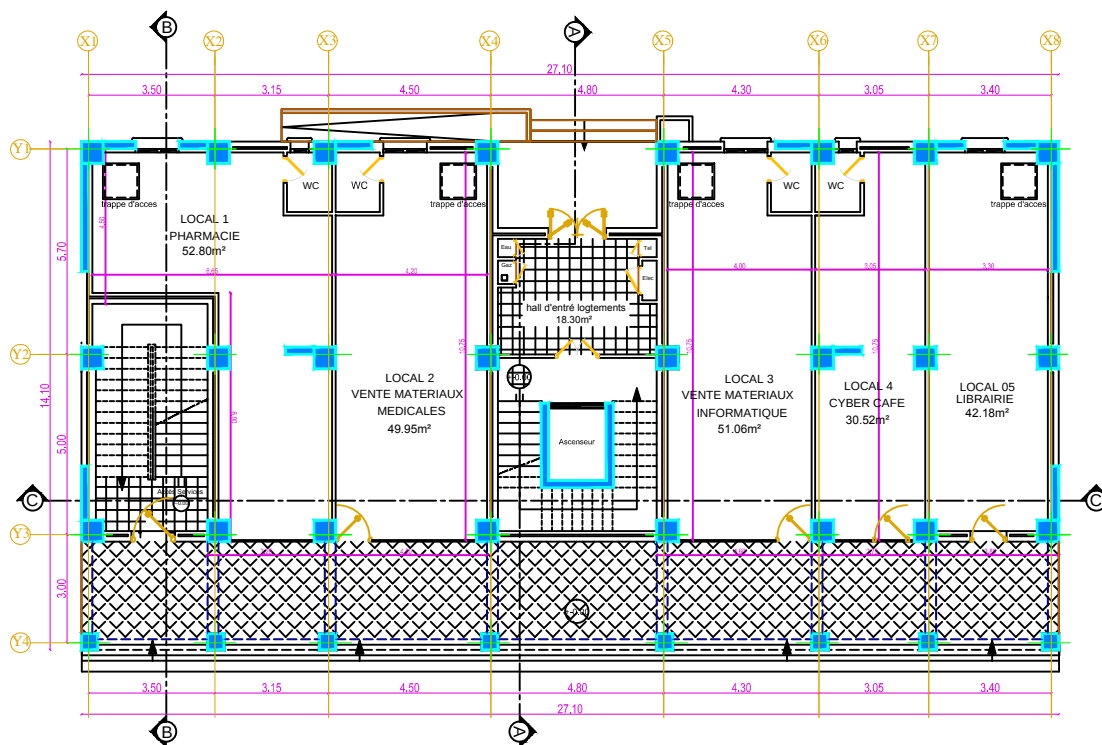
08 coupe C-C
NP Echelle 1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Coupe C-C	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021

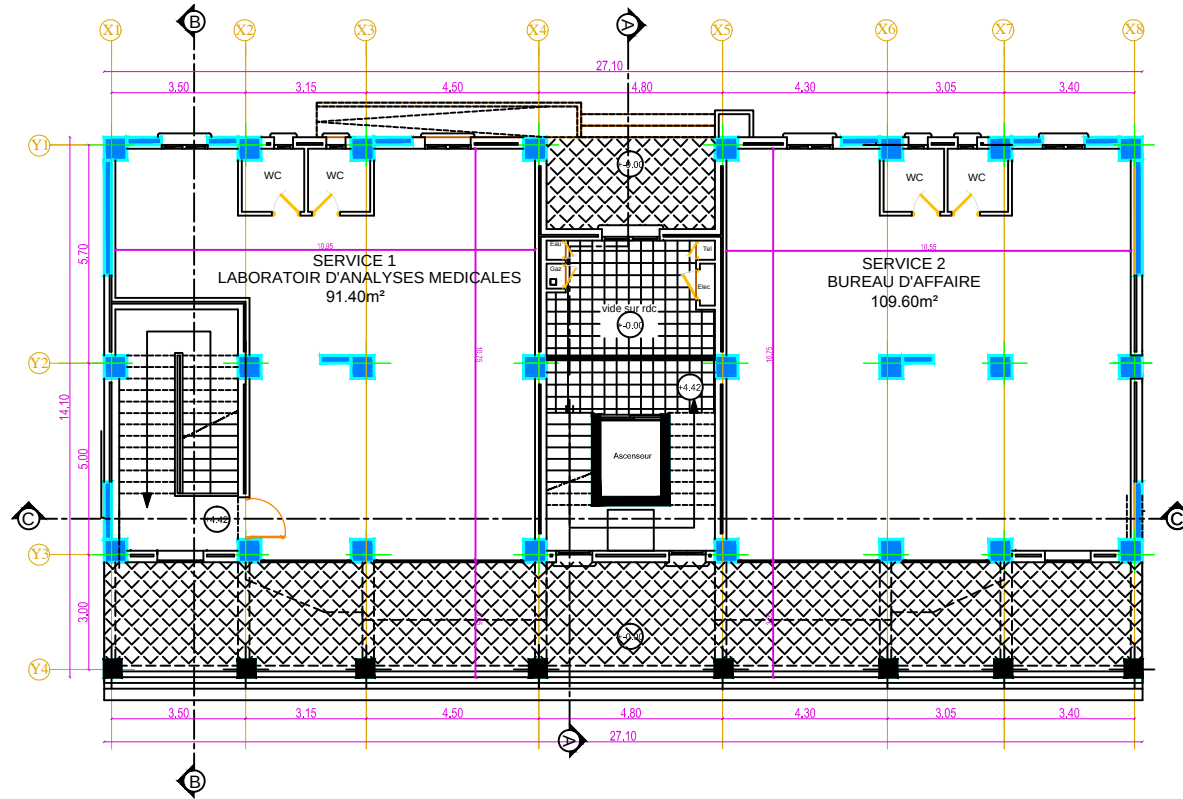
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

02 Plan de RDC (commerce) niv +0.00m
NP ECHELLE 1/50

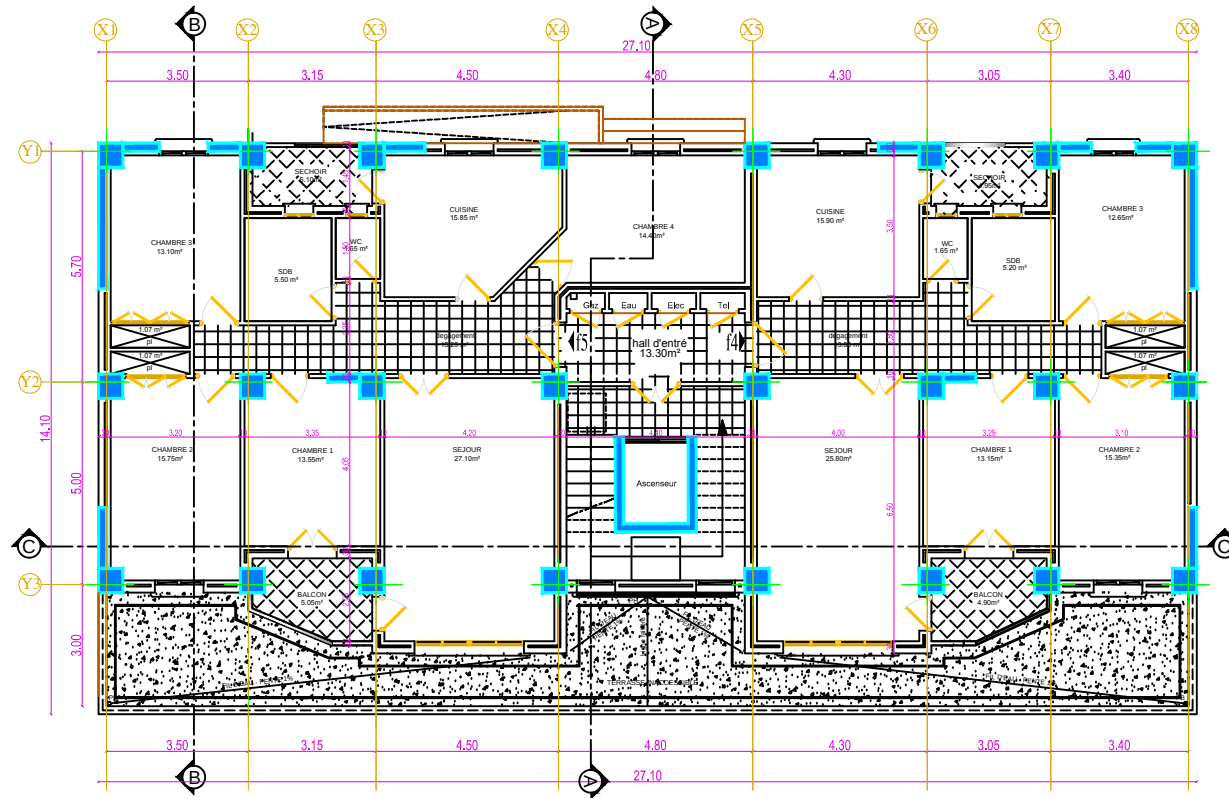


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de RDC (commerce)	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021



03 Plan de 1er etage (service) niv +4.42m
NP ECHELLE 1/50

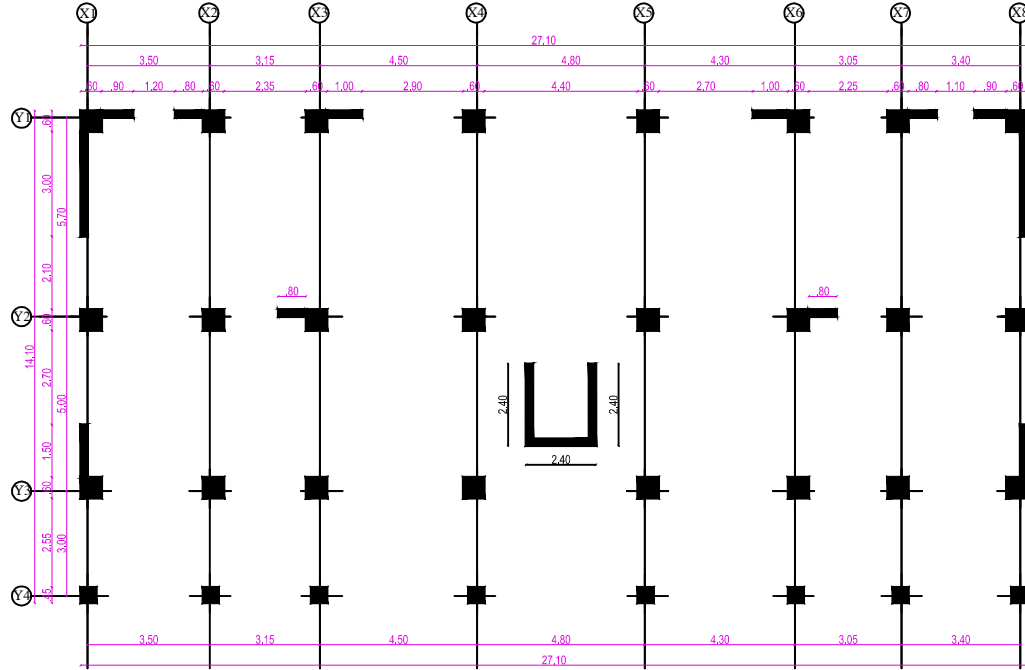
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan d'etage service	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021



04 Plan D'Etage courant
NP ECHELLE 1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage des poutres	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021

PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de la disposition des voiles	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2021

INTRODUCTION

Le Génie civil est la science qui s'occupe de l'art de bâtir. Les ingénieurs en Génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, d'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilège la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important, on observe un regain d'intérêts pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité(le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les couts du projet(les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé(B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec service et commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Introduction:

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.1. Présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin d'études consiste à étudier le comportement d'une structure en béton armé (R+9+S/sol) à usage d'habitation et commercial, implanté à Akbou dans la wilaya de Bejaia. Cette région est classée en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**).

Cet ouvrage est composée d' :

- ❖ Un sous-sol,
- ❖ Un rez de chaussé à usage commercial, + 1^{er} étage à usage de service.
- ❖ De (8) niveaux à usage d'habitation,
- ❖ 02 cages d'escalier,
- ❖ D'une cage d'ascenseur,
- ❖ D'une terrasse inaccessible.

I.2. Réglementation :

Les règlements utilisés pour garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (**B.A.E.L, 91, Révisé 99**).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (**RPA 99/version 2003**).
- ❖ Documentation technique réglementaire (**DTR**).
- ❖ Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).

I.3.Caractéristique géométrique du bâtiment :

- ❖ Hauteur Total..... 31,96m
- ❖ Largeur Total.....14,10m
- ❖ Longueur Total..... 27,10m
- ❖ Hauteur du RDC.....4,42m
- ❖ Hauteur de l'étage courant.....3,06m
- ❖ Hauteur du sous-sol.....3,10m

I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du **B.A.E.L** comportent, après les règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

A. L'ossature :

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

B. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux destinés à séparer deux niveaux successifs d'un bâtiment et à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

❖ Planchers en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique:**

Les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation:**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de 1% qui facilite l'écoulement des eaux.

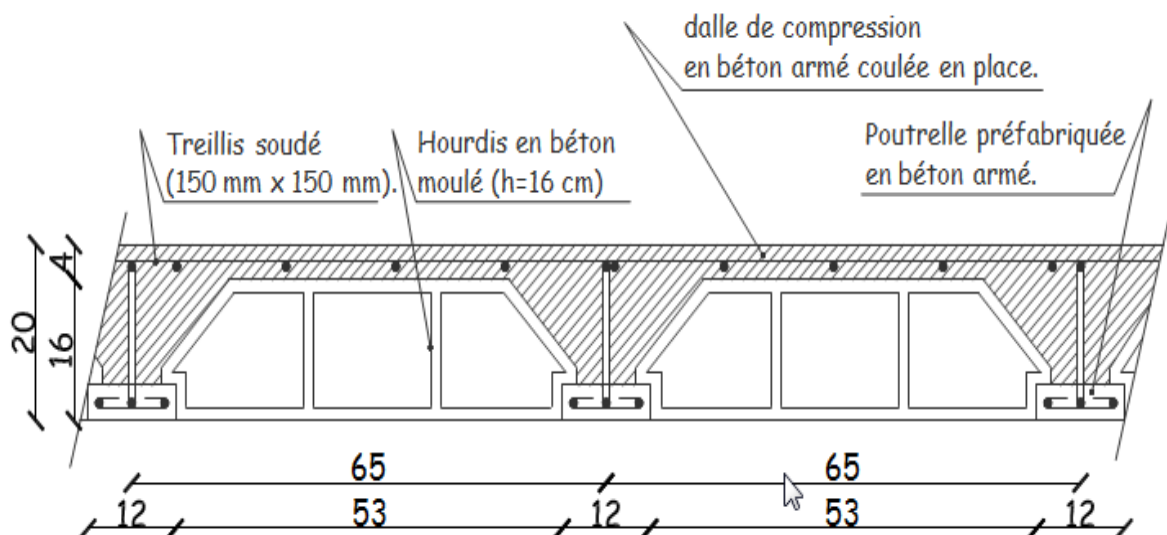


Figure I.1: Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis

❖ Planchers en dalle pleine :

La dalle pleine en béton armé est une plaque porteuse, prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi que pour celui de la salle de machines. Elles sont généralement coulées sur place

C. Les balcons :

Les balcons en console sont réalisés en dalle pleine.

D. Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

Notre bâtiment est muni de deux cages d'escaliers.

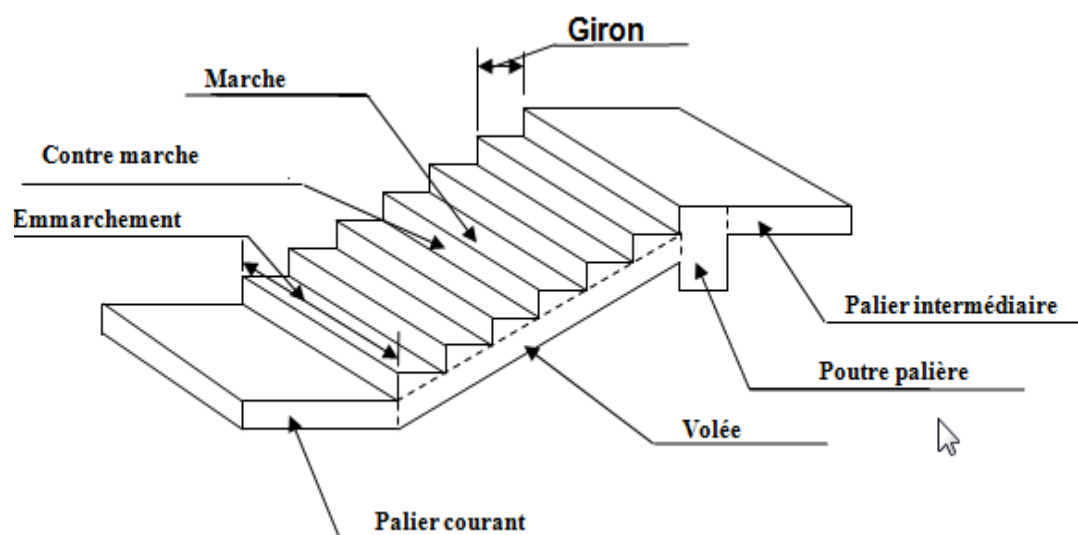


Figure I.2: Principaux termes relatifs à un escalier

- ❖ **l** : longueur des marches,
- ❖ **g** : le giron des marches (largueur des marches),
- ❖ **h** : hauteur des marches,
- ❖ palier courant,
- ❖ palier intermédiaire,
- ❖ volée.

E. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

F. Maçonnerie :

- ❖ **Mur extérieurs:** le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.
- ❖ **Murs intérieurs :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

G. Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de **60 cm** de hauteur et d'épaisseur de **15 cm**.

H. L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol.

a-Fondations :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b- Fonctions des fondations :

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c- Différents types de fondations : Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

d- Facteurs de choix de type de fondation :

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation,...

La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

Le site : urbain ; montagne, bord de mer,.....

La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

I. Coffrage :

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

J. Revêtements :

- ❖ Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- ❖ Mortier de ciment pour les façades extérieures.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Revêtement en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

K. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du Séisme et du vent.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

❖ Le béton :

On appelle béton, le matériau constitué par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

Les matériaux composant le béton :

a. ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

❖ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

❖ graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives.

Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Ciment 350 kg/m³ (CPA325)

Eau de gâchage 175L: les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. L'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension dans les proportions suivantes :

- 2g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité

- 5g/litre en ce qui concerne les bétons courants.

L'eau de gâchage ne doit pas non plus contenir de sel dissout dans les proportions suivantes :

- 15g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité.

- 30g/litre pour les bétons courants.

I.6 Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

a) Résistance caractéristique à la compression

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈**, qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge **≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction

A l'âge « j » jours notés **ft_j** donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6+0.06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91).}$$

On prend **fc_j = 25 MPa**

$$f_{t28} = 0.6+0.06 \times (25) \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

❖ Module de déformation longitudinale du béton :

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « **E_{ij}** » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{.....pour} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée :

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22).}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

c) Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

. $\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)**, c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a)Etat Limite Ultime (ELU) : correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « **0.85** » en numérateur et **θ** en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

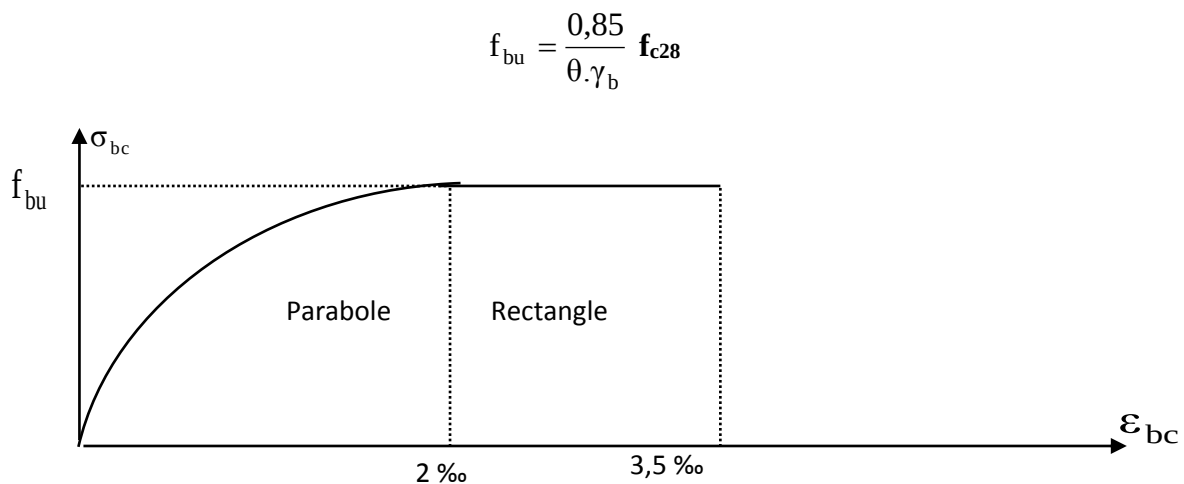


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

c) Etat limite de service (ELS) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\text{A } j = 28 \text{ jours ; } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

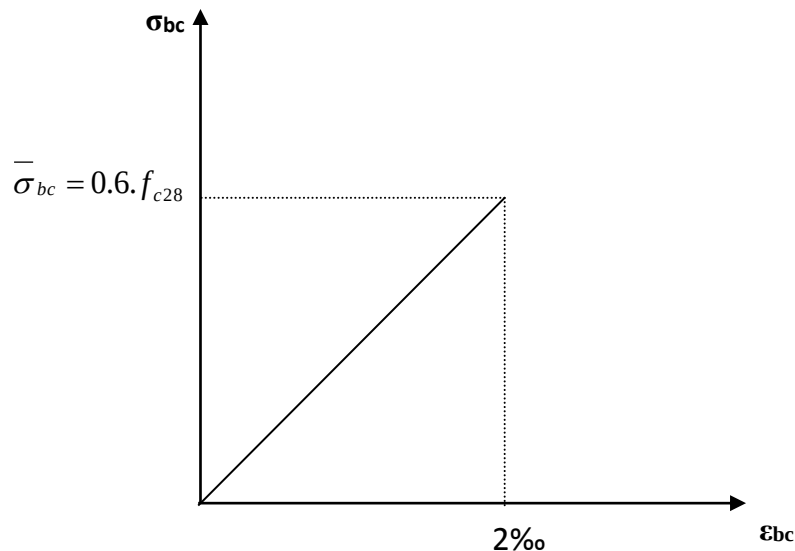


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation (ELS)

I.7 Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).

- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

❖ **Module de déformation longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

- **Contrainte limite :**

➤ **Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec ; σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

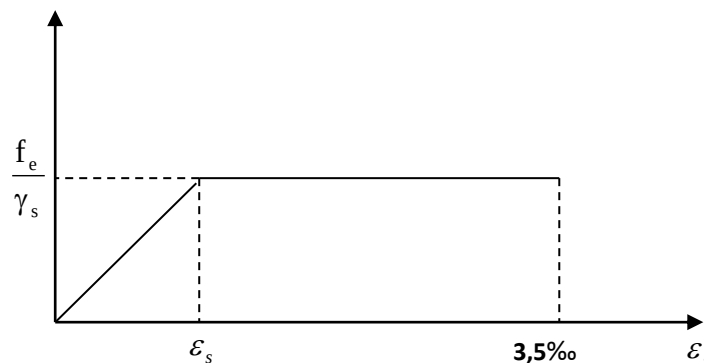


Figure I.5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

➤ **Contrainte limite de service :**

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

Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32)

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

Fissuration préjudiciable : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{MPa}$$

Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{en MPa}$$

Avec η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre $< 6\text{mm}$

$\eta=1.6$ pour les hauts adhérences(HA)

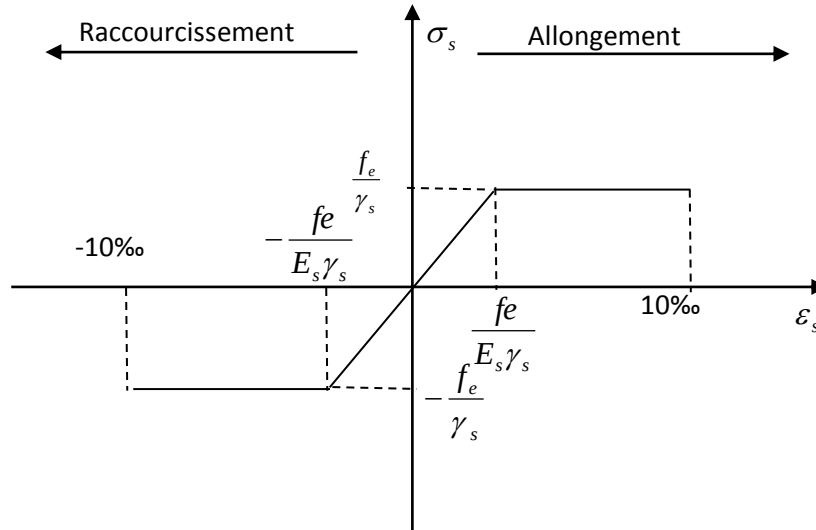


Figure I.6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

I.8 Les caractéristiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques du sol qui va servir d'assise pour le bâtiment, sont déterminées par BEGMC dans le cadre de la présente étude à portée sur deux types de travaux :

- Travaux in-situ.
- Essai de laboratoire

L'examen du site ainsi des échantillons mis au jour par les sondages nous permet de constater que nous sommes en présence d'un sol constitue pratiquement de tuf (mollasse) cette mollasse se présente en bancs compacts de consistance dure mais pouvant intercaler des passées de mollasse de consistance tendre et friable.

1. Travaux in-situ :

a-Essais de pénétration dynamique :

Dans le but de déterminer la résistance du sol a la pénétration dynamique, ainsi que son degré d'homogénéités en plan et on profondeur, nous avons réalisé 6 essais au moyen du pénétromètre lourd de type BORRO

Les pènétrogrammes enregistrés dénotent un sol dans l'ensemble de très bonne résistance à l'énergie de battage.

Le refus de l'avancement de la pointe a été atteint dans tous les essais entre 3 à 4 m de profondeur.

La plus faible résistance enregistrée au voisinage de la cote d'ancrage des fondations est de l'ordre de 3 bars.

b-Essais prèssiometriques :

Les essais déterminant les caractéristiques prèssiometrique du sol se résument dans les 2 sondages comme suit :

- ❖ **Module de déformation** : $541 \leq E \leq 1000 \text{ bars}$
- ❖ **Pression limite** : $24 \leq PI \leq 47 \text{ bars}$
- ❖ **Rapport** $\frac{E}{PI}$: $13 \leq \frac{E}{PI} \leq 39 \text{ bars}$

2. Conclusion et recommandation du bureau :

- Compte tenu de la nature du sol ainsi que des résultats des essais prèssiométrique, un type de fondation approprié serait constitué par des semelles isolées ou filantes ancrées dans le tuf de couleur beige vers 2 m de profondeur a partir de niveau naturel du sol.

- La contrainte admissible du sol a prendre en considération sera :

$$q_{adm} = 1,5 \text{ bars}$$

- Les tassements correspondants ne seront pas a craindre dans ce type de sol.
- En cas de réalisation de murs de soutènement, les paramètres de calcul à prendre en considérations seront :

- **Densité apparente** : $\gamma = 1.5 \text{ t.m}^3$
- **Angle de frottement** : $\varphi = 40^\circ$
- **Cohésion** : $C = 0$

❖ Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4).

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

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **$c \geq 2 \text{ cm}$** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Dans notre structure on prend un enrobage : **$C = 2 \text{ cm}$** .

Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet. Le pré- dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Il sera fait selon les règles technique algérien **CBA93** et le **RPA 99**, afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction ;

II.1.Le pré dimensionnement des éléments :

❖ Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des éléments porteurs tel que : murs porteurs, poteau et poutre...

Leur fonction principale est de reprendre et de répartir les charges verticales et horizontales vers les éléments porteurs on a deux types de plancher :

II.1.1. Planchers en corps creux :

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée

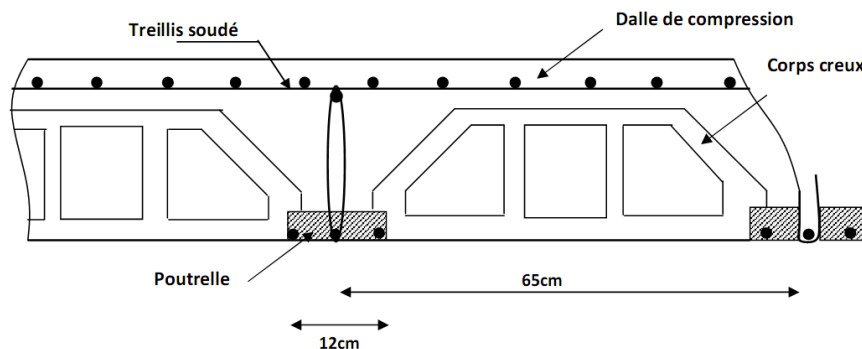


Figure II.1: schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par $h_t \geq \frac{l}{22,5}$ (**BAEL91 version 99art 4.8.5**).

h_t : hauteur totale du plancher

l : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles. D'où : $l = L - b$

b : largeur du poteau, elle est prise égale à 25cm d'après les exigences de **RPA99/version 2003 art 7.4.1 (en zone II)**

Dans le présent projet, $l=440-25=415\text{cm}$

$$\frac{l}{22,5} = \frac{415}{22,5} = 18,44\text{cm} \quad \text{donc : } h_t = 20\text{cm, talque :}$$

-16cm l'épaisseur de corps creux.

-4cm l'épaisseur de la dalle de compression.

II.1.2. plancher en dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Dans notre bâtiment la dalle pleine est au niveau de la salle machine, les balcons et autour de la salle machine.

❖ les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le **BAEL91**, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

l_{max} : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies de **b** et **h** doivent satisfaire les exigences de **RPA99/ version 2003 art7.5.1** qui sont les suivantes :

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

1. Les poutres principales :

$$l_{max} : 520-25=495\text{cm.}$$

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \quad \text{d'où} \quad 33 \leq h \leq 49,5 \quad \text{donc} \quad h=35\text{cm.}$$

Commenté [UW1]:

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \text{d'où} \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{donc } b = 30\text{cm.}$$

2. Les poutres secondaires :

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

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \text{d'où} \quad 27,67 \leq h \leq 41,5 \quad \text{donc } h = 30\text{cm.}$$

Commenté [UW2]:

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \quad \text{d'où} \quad 12 \leq b \leq 21 \quad \text{donc } b = 30\text{cm.}$$

✚ Vérification des conditions du RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,167	1	Vérifiée

Tableau II.1: vérification des conditions exigées par RPA.

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (bxh) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Poutre principale :** (sens transversal) : **30X35cm².**
- **Poutre secondaire :** (sens longitudinal) : **30X30cm².**

❖ les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite e service en compression simple, en considérant un effort normal N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale sera donnée par la relation suivante :

$$S_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec : } N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

Avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

S_p : la section transversale du poteau.

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

σ_{bc} : La contrainte limite de service de béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \quad \longrightarrow \quad f_{c28} = 0,6(25) = 15\text{Mpa} = 1,5 \text{ N/cm}^2.$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par le **(DTR-BC.22)** selon le **(RPA99, Art.7.4.1)** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b1, h1) 25cm en zones I et II**
- **Min (b1, h1) $h_e/20$**
- **Min (b1, h1) 30 cm en zone III**
- **$1/4 < b1/h1 < 4$**

Avec :

(b1, h1) : dimension de la section transversale des poteaux

h_e : la hauteur libre d'étage

Notre bâtiment est implanté en zone **IIa** donc la section minimale à adopter c est **(25x25) cm^2**

❖ **les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la fonction de contreventement qui leur garantie la stabilité sous l'action des charges horizontales (séisme.....) d'une part, et a reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes (**art 7.7.1 du RPA99 version 2003**) :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq 15\text{cm}$$

D'où :

L : longueur minimale du voile

a : épaisseur du voile

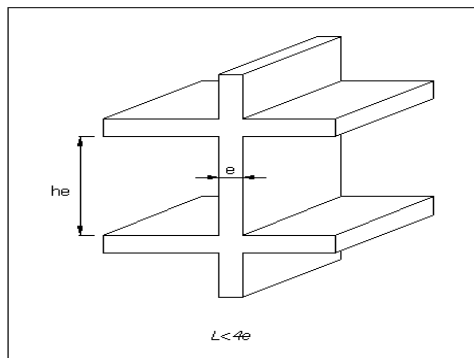
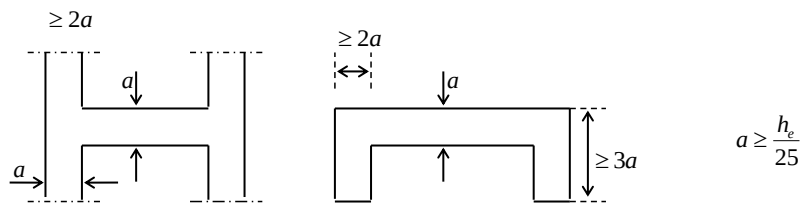


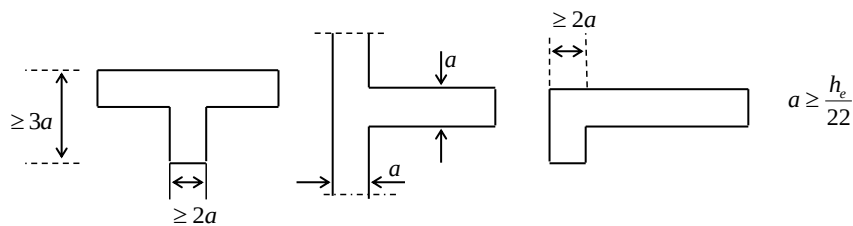
Figure II.2: Coupe de voile en élévation.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure:

Cas01 : voile de deux cotés



Cas02 : voile d'un seul coté



Cas03 : voile libre (linéaire)

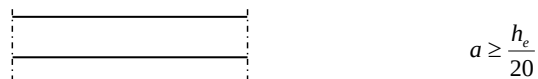


Figure II.3 : épaisseur des voiles.

Avec :

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

Pour sous-sol : $h_{ss}=310\text{cm}$

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

h : hauteur d'étage

e_{plancher} : épaisseur du plancher.

$h_e = 310 - 16 = 294\text{cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{294}{20} = 14,7\text{ cm.}$

$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{294}{25} = 11,76\text{ cm.}$  On prend l'épaisseur du voile : **$a=20\text{ cm.}$**

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{294}{22} = 13,36 \text{ cm.}$$

Pour RDC : $h_{rdc}=442\text{cm}$

$$h_e = 442 - 16 = 426 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{426}{20} = 21,3 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{426}{25} = 17,04 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{On prend l'épaisseur du voile : } \mathbf{a=20 \text{ cm.}}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{426}{22} = 19,36 \text{ cm.}$$

Pour étage courant : $h_c=306\text{cm}$

$$h_e = 306 - 16 = 290 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14,5 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{290}{25} = 11,6 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{On prend l'épaisseur du voile : } \mathbf{a=20 \text{ cm.}}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{290}{22} = 13,18 \text{ cm.}$$

Vérification des exigences du RPA 99(art7.7.1) :

Les voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

$$L = 1 \text{ m} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m} < 1 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

L'ouvrage sera implanté à Bejaia, zone de moyenne sismicité (**IIa**) l'épaisseur minimale exigée est de 15cm

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

II.2. détermination des charges et surcharges :

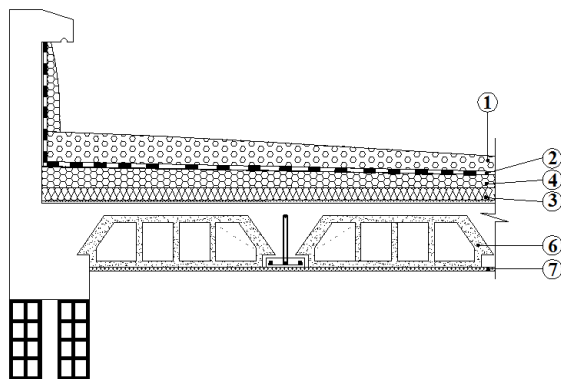
Dans l'objectif de pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux) on détermine les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons référer au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**).

a. charges permanentes :

1. Planchers :

1.1. Planchers en corps creux :

1.1. 1. Plancher terrasse (inaccessible) :



FigII.4 : Eléments constituant le plancher terrasse

N°	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique ρ (KN / m^3)	Charges G [KN / m^2]
1	Couche de gravillon	0 ,05	17	0,85
2	Etanchéité Multicouche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente 1%	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	0,01	01	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	04	0,16
6	Dalle en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80

7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL		$G_{tot} = \sum G_{terrasse} = 5,68$		

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

1.1. 2. plancher étage courant :

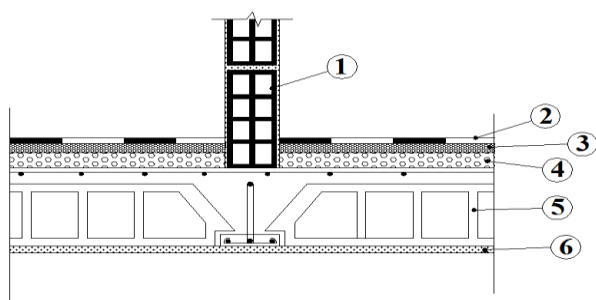


Figure II.5 : Eléments constituant le plancher étage courant.

N°	éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	Charges $G(KN / m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison en brique creuse	0,1	09	0,90
TOTAL		$G_{tot} = \sum G_{étage-c} = 5,28$		

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

2. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de 15cm.



Figure II.6 : Eléments constituant le balcon.

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN / m^3)	Charges $G(KN/m^2)$
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier	0,02	22	0,44
TOTAL		$G_{tot} = \sum G_{balcon} = 5,57$		

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments du balcon.

3. Maçonnerie :

3.1. Murs extérieurs :

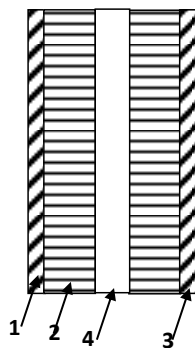


Figure II.7 : Eléments constituant le mur extérieur.

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,10	09	0,90X2
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
4	L'âme d'air	5	/	/
TOTAL		$G_{tot} = \sum G_{Mext} = 2,44$		

Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur.

3.2. Murs intérieurs :

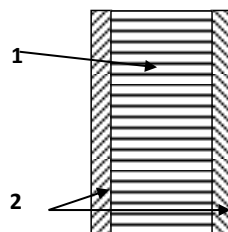


Figure II.8 : Eléments constituant le mur intérieur.

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Briques creuses	0,1	09	0,90
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20X2
TOTAL		$G_{tot} = \sum G_{Mint} = 1,30$		

Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.

4. Les voiles :

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Béton armé	0,20	25	5,00
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
A	Voiles extérieurs	0,20	G_{tot}	5,64
B	Voiles intérieures	0,20	G_{tot}	5,40

Tableau II.7: Caractéristiques des éléments du voile.

5. l'acrotère :

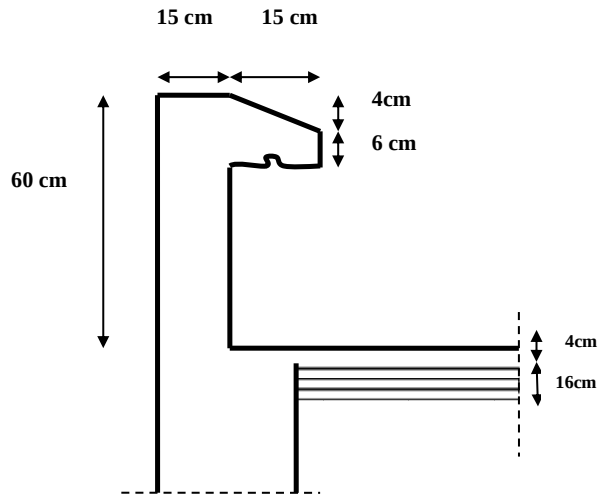


Figure II.9 : coupe verticale de l'acrotère

Calcul de son poids propre :

$$G = [(0,6 \times 0,15) + (0,15 \times 0,1) - (0,15 \times 0,04/2)] \times 25$$

$$G = 0,09 + 0,015 - 0,03$$

$$G = 2,55 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitations :

De la même manière que pour les charges permanente nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments donnés par le **DTR BC.2.2** comme suit :

Eléments	surcharges $Q \text{ (KN / m}^2\text{)}$
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher étage de service	2,5
Plancher RDC (commercial)	5
Plancher s/sol	2,5
Balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

Tableau II.8: les surcharges de différents éléments.

❖ **Détermination des Surcharges d'exploitation des éléments :**

- Plancher terrasse $Q_0 = 1 \times 18,56 = \mathbf{18,56KN}$.
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 18,56 = \mathbf{27,84KN}$.
- Plancher du 1 étage et s/sol $Q_9, Q_{10} = 2,5 \times 18,56 = \mathbf{46,4KN}$.
- Plancher du RDC $Q_{rdc} = Q_{11} = 5 \times 18,56 = \mathbf{92,8KN}$.

II. 3. La descente de charges :

II. 3.1. Détermination du poteau le plus sollicité :

Dans notre cas nous avons 06 poteaux qui sont plus sollicités que les autres, pour parvenir au pré dimensionnement des poteaux, nous avons choisi de calculer l'un de 06 poteaux

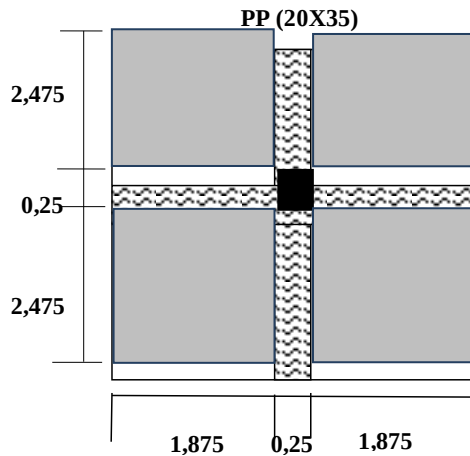


Figure II.10:aire du plancher revenant au poteau le plus chargé.

❖ La surface nette revenante au poteau :

Selon le RPA, la section minimale des poteaux est de (25X25) cm² pour la zone IIa .on impose donc cette section donnée par le règlement.

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \text{ avec } S_1 = S_2 = S_3 = S_4$$

$$S_n = 4(1,875 \times 2,475) = 18,56 \text{ m}^2 \quad \text{donc: } S_n = 18,56 \text{ m}^2.$$

❖ La surface brute :

$$S_b = 4 \times 5,2 = 20,8 \text{ m}^2 \text{ donc : } S_b = 20,8 \text{ m}^2$$

II.4. La descente de charge :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

❖ Détermination de poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

- Poids des planchers revenant au poteau le plus sollicité :

$$P = G \times S \text{ (KN)}$$

Planchers	Surface d'influence (m ²)	Charge permanente G (KN / m ²)	Charge revenant au poteau P(KN) P= GXS
Terrasse	18,56	5,68	105,42
Etage courant	18,56	5,28	97,99

Tableau II.9 : charges permanentes des planchers.

- Poids des poutres :

poutres	Charges permanente des poutres G= b x h x L x ρ (KN)	Charges permanents totaux des poutres P _{totale} = G _{pp} +G _{ps}
principales	G _{pp} = (0,35X0,2)4,95X25 = 8,66	14,88
secondaires	G _{ps} = (0,3X0,20)4,15X25 = 6,22	

Tableau II.10 : charges permanentes des poutres.

- Le poids propre des poteaux :

$$P_{p\text{poteaux}} = b \times h \times h_{ep} \times \rho (\text{KN})$$

$$\text{S/sol: } P = 0,25 \times 0,25 \times 3,10 \times 25 = 4,84 \text{KN.}$$

$$\text{RDC: } P = 0,25 \times 0,25 \times 4,42 \times 25 = 6,90 \text{KN.}$$

$$\text{Etage courant : } P = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{KN.}$$

II.3.2. Loi de dégression de charge :

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, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q₀ : 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.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

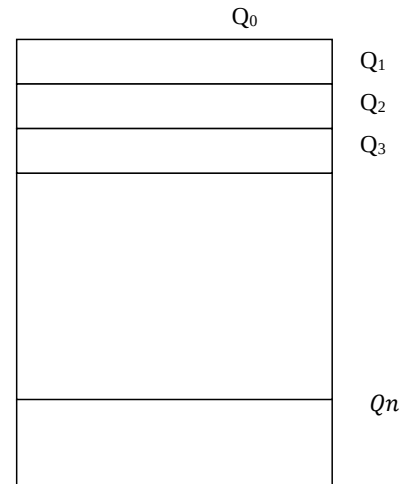
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



❖ Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0,63

Tableau II.11: tableau représente les coefficients de dégression des charges

❖ Les surcharges cumulées :

$$Q_0=18,56\text{KN.}$$

$$Q_1=Q_0+Q_1=18,56+27,84=46,4 \text{ KN.}$$

$$Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=18,56+0,95(27,84+27,84)=71,45\text{KN.}$$

$$Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 18,56+0,9(27,84 \times 3)=93,72\text{KN.}$$

$$Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=18,56+0,85(27,84 \times 4)=113,21\text{KN.}$$

$$Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=18,56+0,80(27,84 \times 5)=129,92\text{KN.}$$

$$Q_6= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=18,56+0,75(27,84 \times 6)=143,84\text{KN.}$$

$$Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=18,56+0,71(27,84 \times 7)=156,92\text{KN}$$

$$Q_8= Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+\dots+Q_8)=18,56+0,69(27,84 \times 8)=172,23\text{KN}$$

$$Q_9= Q_0+0.67 (8Q_1+Q_9)=18,56+0,67 (8 \times 27,84+46,4)=198,87\text{KN}$$

$$Q_{10}= Q_0+0.65 (8Q_1+Q_9+Q_{rdc})=18,56+0,65 (8 \times 27,84+46,4+92,8)=253,80\text{KN.}$$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section de poteau [cm²]	
								N _s = G + Q		
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{Total}	G _{cumulé}	Q _{pi}	Q _{cumulé}	N _s [KN]	Section trouvée S = N / σ _{bc}	Section adop
12	105,42	14,88	/	120,3	120,3	18,56	18,56	138,86	92,57	25×25
11	97,99	14,88	4,78	117,6	237,9	46,4	64,96	302,86	201,90	25×25
10	97,99	14,88	4,78	117,6	355,5	71,45	136,41	491,91	327,94	25×25
9	97,99	14,88	4,78	117,6	473,1	93,72	230,13	703,23	468,82	25×25
8	97,99	14,88	4,78	117,6	590,7	113,21	343,34	934,04	622,69	25×25
7	97,99	14,88	4,78	117,6	708,3	129,92	473,26	1181,56	787,70	35×35
6	97,99	14,88	4,78	117,6	825,9	143,84	617,10	1443	962	35×35
5	97,99	14,88	4,78	117,6	943,5	156,92	774,02	1717,52	1145,01	40×40
4	97,99	14,88	4,78	117,6	1061,1	172,23	946,25	2007,35	1338,23	40×40
3	97,99	14,88	4,78	117,6	1178,7	198,87	1145,12	2323,82	1549,21	45×45
2	97,99	14,88	6,90	119,7	1298,4	253,80	1398,92	2697,32	1798,21	45×45
1	97,99	14,88	4,84	117,7	1416,1	258,26	1657,18	3073,28	2048,85	50×50

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

II.4.Vérification des sections selon RPA99 version 2003 :

Selon RPA 2003/art 7.7.1 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \text{ Avec : } h_e : \text{est la hauteur libre du poteau.} \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

(50×50) cm² → pour le sous-sol

(45×45) cm² → pour le RDC et 1^{er} étage

(40×40) cm² → pour 2^{ème} et 3^{ème} étage.

(35×35) cm² → pour 4^{ème} et 5^{ème} étage

(25×25) cm² → pour 6^{ème} et 9^{ème} étage

Poteaux (50×50) pour le sous-sol :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.5$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Poteaux (45×45) pour RDC :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 22.1$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Poteaux (45×45) pour 1^{er} étage :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Poteaux (40×40) pour 2^{ème} et 3^{ème} etage :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Poteaux (35×35) pour 4^{ème} et 5^{ème} étage :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Poteaux (25×25) pour 6^{ème} et 9^{ème} étage :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 25$	C.V
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	C.V

Conclusion :

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement
- la section (caractéristiques géométriques)
- La nature des appuis

La vérification consiste à calculer l'élancement (λ) et satisfaire l'inégalité :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 50$$

Avec : l_f : longueur du flambement.

$$l_f = 0.7 l_0.$$

l_0 : hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (b=h) \text{ donc } I = \frac{b^4}{12}$$

S : Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12}0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b}$$

Les calculs et les vérifications à faire seront résumés dans le tableau ci - après :

Etages	Poteau	l_0 (m)	S (m ²)	$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	i (m)	l_f (m)	λ	Observation
S.S	50x50	3,10	0,25	5,21	0,144	2,17	15,03	C.V
RDC	45x45	4,42	0,20	3,42	0,131	3,094	23,82	C.V
1er	45x45	3,06	0,20	3,42	0,131	2,142	16,49	C.V
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	40x40	3,06	0,16	2,13	0,115	2,142	18,55	C.V
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	35x35	3,06	0,12	1,25	0,102	2,142	21,20	C.V
6 ^{ème} .../ 9 ^{ème}	25x25	3,06	0,0625	0,33	0,07	2,142	29,68	C.V

Tableau II.13 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : **30X35cm²**.
- Poutres secondaires : **30X30cm²**.
- Poteau sous-sol : **(50×50) cm²**.
- Poteaux RDC et 1^{er} étage : **(45×45) cm²**.
- Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage : **(40×40) cm²**.
- Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage : **(35×35) cm²**.
- Poteaux 6^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage : **(25×25) cm²**.
- Voile sous-sol ; RDC et étage courant : **a = 20cm**.

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments structuraux, on s'intéresse au calcul des éléments non structuraux qui n'apportent pas de contribution significatifs à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charge qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement **BAEL 91modifiée 99** et le **RPA version 2003**.

Le calcul va concerner les éléments suivants :

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

III.1.calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, il est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base, soumis à son poids propre (**G**) donnant un effort normal (**N**) et une charge d'exploitation horizontale (**Q= 1kN/ml**) non pondéré due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion(**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composé à l'ELU et l'ELS pour une bonde de 1m de largeur.

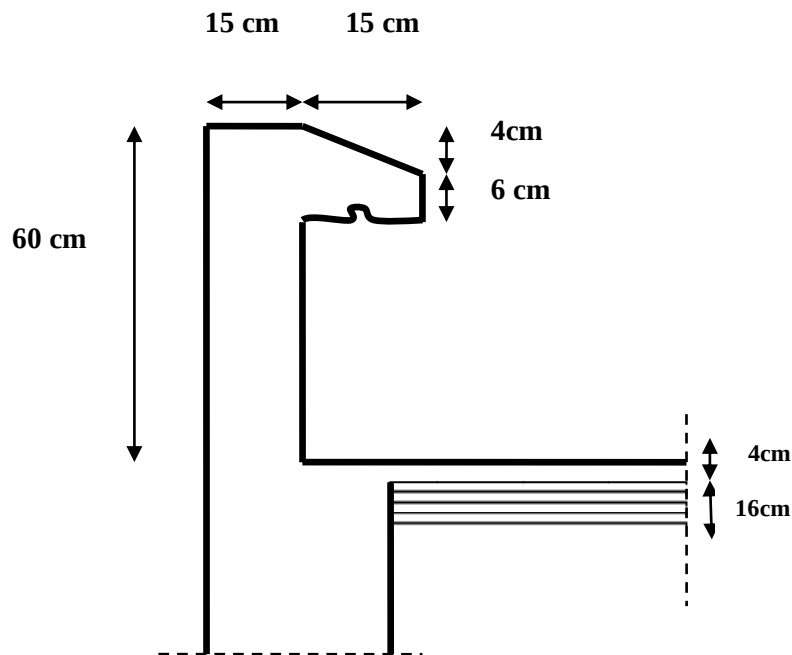


Figure III.1.1: coupe verticale de l'acrotère

A. Détermination des sollicitations :

$$G_{acr} = 25 \left[(0,6 \times 0,15) + (0,15 \times 0,1) - \frac{0,04 \times 0,15}{2} \right] = 25 \times S_{acr} = 2,55 \text{ KN/ml.}$$

- Poids propre de l'acrotère (**G**) : ➡ **G = 2,55 KN/ml (chapitre II)**
- Surcharge d'exploitation (**Q**) : ➡ **Q = 1,00 KN/ml**
- Effort normal dû au poids propre **G** (**N**) : ➡ **N = G x 1 = 2,55 KN**
- Effort tranchant (**T**) : ➡ **T = Q x 1 = 1,00 KN**
- Moment fléchissant max dû à la surcharge **Q** (**M**) : ➡ **M = Q x H = 1 x 0,6 = 0,60 KN.m**

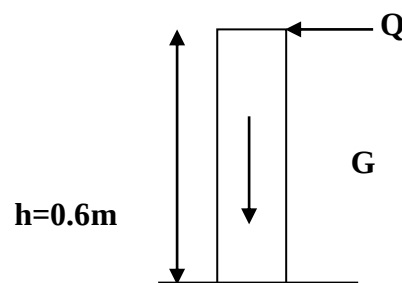


Figure III.1.2: Schéma statique

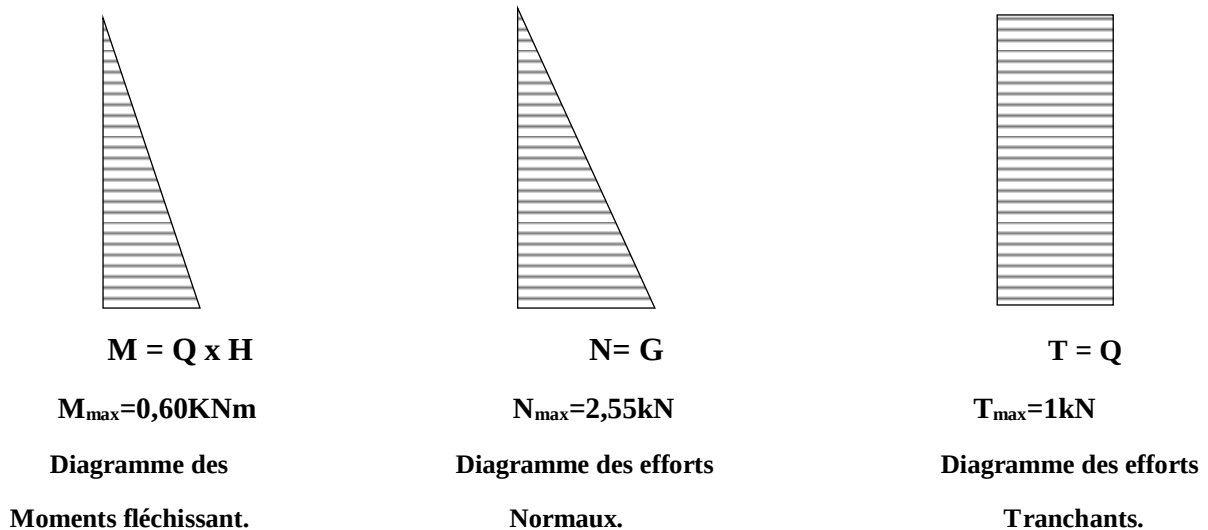


Figure III.1.3: Diagrammes des efforts internes.

B. Combinaison de Charge: (Art A.3.2.2 BAEL)

➤ ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 G = 1,35 \times 2,55 = \mathbf{3,44 \text{ KN}} \text{ (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.90 \text{ KN.m}} \text{ (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = \mathbf{1.5 \text{ KN.}}$$

➤ ELS : $G + Q$

$$N_s = N = \mathbf{2,55 \text{ KN.}}$$

$$M_s = M = \mathbf{0.60 \text{ KN.m}}$$

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

B. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

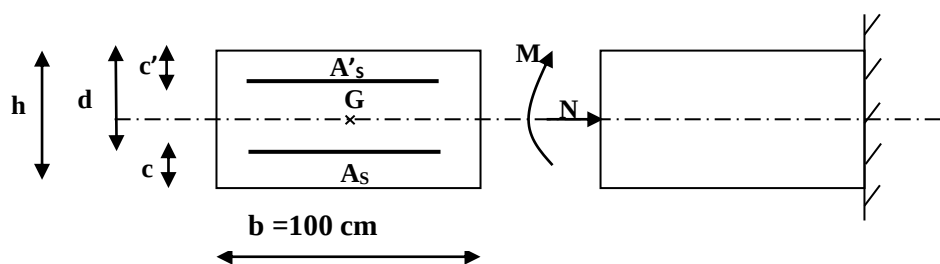


Figure III.1.4: section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 15\text{cm}$).

b : Largeur de la section (**b = 100cm**).

c et c' : Enrobage (**c = c'=2cm**).

d : Hauteur utile (**h – c = 15 -2= 13cm**).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,44} = 0,261\text{m} = 26\text{cm} \quad e_u = 26\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5,5\text{cm} \quad \frac{h}{2} - c = 5,5\text{cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$  le centre de pression (**Cp**) 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 d'un moment fictif (M_f) puis on déduira la section d'armatures réelles (A_s) en **flexion composée**.

C. Calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif :

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

$$M_f = 3,44 \left(\frac{0,15}{2} - 0,02 \right) + 0,9 = 1,09 \text{ [KN.m]}.$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{1,09 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004$$

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

$\mu_b = 0,004 < \mu_1 = 0,392$ donc la section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **$A_{sc} = 0$** .

$$\mu_b = 0,004 \quad \text{--->} \quad \beta = 0,998$$

❖ Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.998$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,09 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2.$$

❖ Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.24 - \frac{3,44 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.14 \text{ cm}^2.$$

D. Vérifications:• Vérification à l'ELU :❖ Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

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

Condition de non fragilité :

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

$$\text{Ou} \quad A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,55} = 0,24 \text{ m}.$$

$$e_s = 24 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{24 - 0,455 \times (13)}{24 - 0,185 \times (13)} \right] \times 100 \times 13 = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{min}$  **C.N.V**

La CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2$.

On adoptera $A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_t = \frac{100}{4}$

$$S_t = 25\text{cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2.$$

Donc $A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{60}{4} = 15\text{cm}$$

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

❖ **Vérification aux cisaillements :** (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.01\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.01\text{MPa} \leq \min \{ 0.15, 25/1.5, 4 \} = 2.5\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **Vérification de l'adhérence des barres :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

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

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0,8 = \mathbf{10,05cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100,5} = \mathbf{0,13MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.13 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  **C.V**

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

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,8 = 32cm.$$

❖ Ancrage des barres :

Selon le (BAEL 91 Art6.1.2.2), la longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm} ; \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

Soit $L_s = \mathbf{30 \text{ cm.}}$

❖ Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ f_e \leq 400 \end{array} \right.$  $\eta = \mathbf{1.6}$

$$\sigma_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ avec $A_s = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.154 \Rightarrow \beta_1 = 0.936 \Rightarrow K_1 = 63,12 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{24,53MPa.}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{24,53MPa} < \mathbf{201.63MPa}$  **C.V**

❖ **Vérifier la contrainte dans le béton :**

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_s$$

$$\sigma_{bs} = 0.016 \times 24,53 = 0.39\text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 0,39\text{MPa} < 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)**

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 2,55 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,55 = 1,224 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

Conclusion :

Dans notre cas la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Remarque :

On remarque que l'action des forces horizontales «**FP**» est supérieure à l'action de la main courante «**Q**» donc le ferrailage adopté sous la charge «**Q**» doit être recalculé sous l'action des forces horizontales «**FP**».

E. Calculs des sollicitations :

Effort normal du au poids propre :

- **Poids propre de l'acrotère (G)** $\Rightarrow G = 2,55\text{KN/ml}$ (chapitre II)

- **Effort latéral :**

$$F_p = 1,224 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de renversement dû à l'effort tranchant :**

$$M_r = F_P \times h \times 1m = 1.224 \times 0.6 \times 1 = 0,73 \text{ KN.m}$$

Combinaison de charge:

➤ **L'ELU :** $1.35G + 1.50Q$

$$N_u = 1.35 G = 1,35 \times 2,55 = 3,44 \text{ KN.}$$

Moment de renversement dû à F_P :

$$M_u = 1.5 \times M_r = 1.5 \times 0,73 = 1,095 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :** $G + Q$

Effort normal dû à G :

$$N_s = N = 2,55 \text{ KN.r}$$

Moment de renversement :

$$M_s = M_{F_P} = 0.73 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage:

Il est déterminé en flexion composée, en étudiant une section rectangulaire soumise à 1 effort normal « N » et un moment de renversement « M »

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,095}{3,44} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm} \qquad e_u = 32 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5,5 \text{ cm} \qquad \frac{h}{2} - c = 5,5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \quad \Rightarrow \quad \text{la section est partiellement comprimée (SPC).}$$

F. Calcul en flexion simple :
❖ Moment fictif :

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

$$M_f = 3,44 \left(\frac{0,15}{2} - 0,02 \right) + 1,095 = 1,284 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{1,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.005$$

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

$\mu_b = 0.005 < \mu_l = 0.392$ donc la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0.005 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.997$$

❖ Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.997$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,28 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

❖ Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.28 - \frac{3,44 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.18 \text{ cm}^2.$$

G. Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Condition de non fragilité :

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

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

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,73}{2,55} = 0,29 \text{ m}.$$

$$e_s = 29 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{29 - 0,455 \times (13)}{29 - 0,185 \times (13)} \right] \times 100 \times 13 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{min} \Rightarrow \text{C.N.V}$

la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{min} = 1,36 \text{ cm}^2$.

On adoptera $A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_t = \frac{100}{4}$

$$S_t = 25\text{cm}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

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

Donc : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{60}{4} = 15\text{cm}$$

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

❖ Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

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

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 \text{ FP} = 1.5 \times 1,224 = 1.836 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.836 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.014 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.014 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.014 \leq \min \{ 0.15, 25/1.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

• **Acier principaux :**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.836 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125,6} = 0,13 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.13 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  **C.V**

Armatures de répartition :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.836 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100,5} = 0,16 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.16 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  **C.V**

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers $\begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{cases}$  $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ avec $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho = 0.193 \Rightarrow \beta_1 = 0.928 \Rightarrow K_1 = 54,44 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.018$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,73 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2,51} = 24,11 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 24,11 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$  **C.V**

❖ **Vérifier la contrainte dans le béton :**

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_s$$

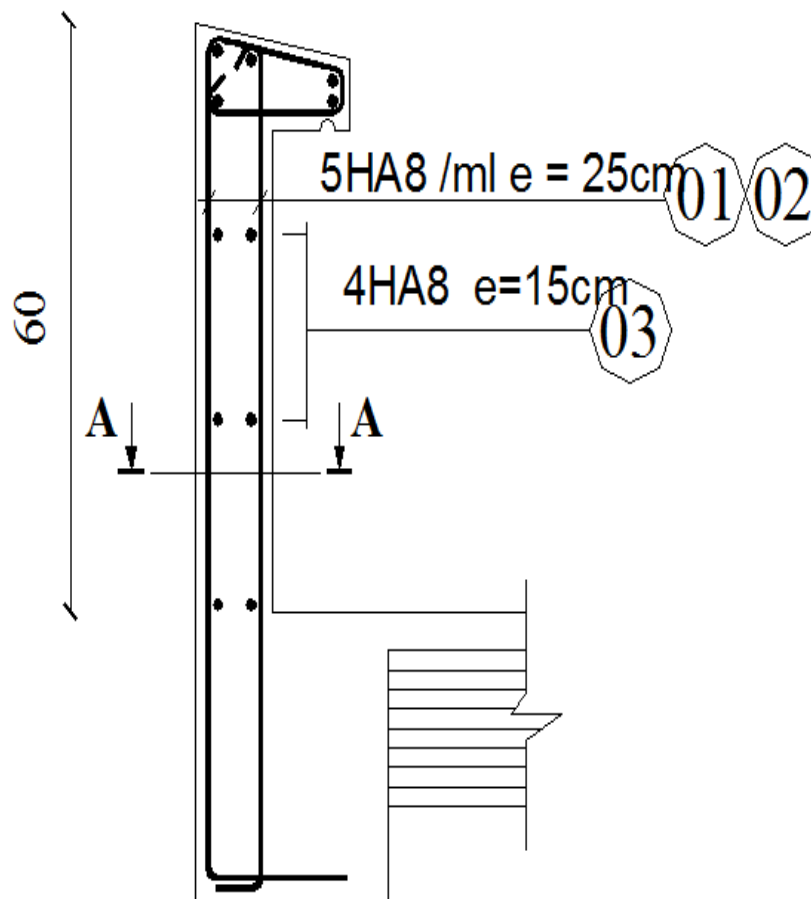
$$\sigma_{bs} = 0.018 \times 24,11 = \mathbf{0.43MPa}$$

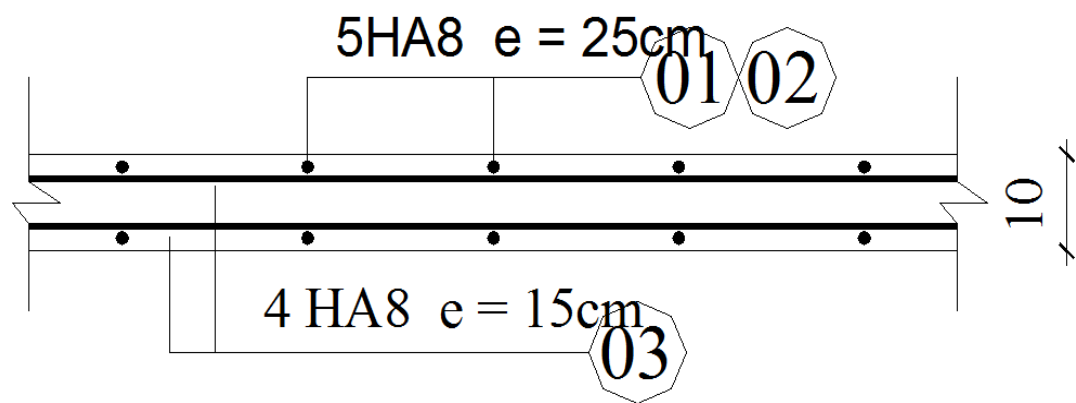
$$\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bs} = \mathbf{0,43MPa} < 15MPa \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : **5 HA8 = 2.51 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm**.
- ✓ Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **15 cm**.





Coupe A-A

Figure III.1.5:Ferrailage de l'acrotère

III.2. Dalles pleines de type console (balcon):

Le balcon est un élément de la structure, il se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q_1 » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Les balcons sont réalisés en dalle pleine, Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m et la section est calculée à la flexion simple.

Largeur = 1ml

Longueur = 1,20m

III.2.1.Dimensionnement :

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12cm$$

On optera pour une épaisseur de : **ep = 15cm**

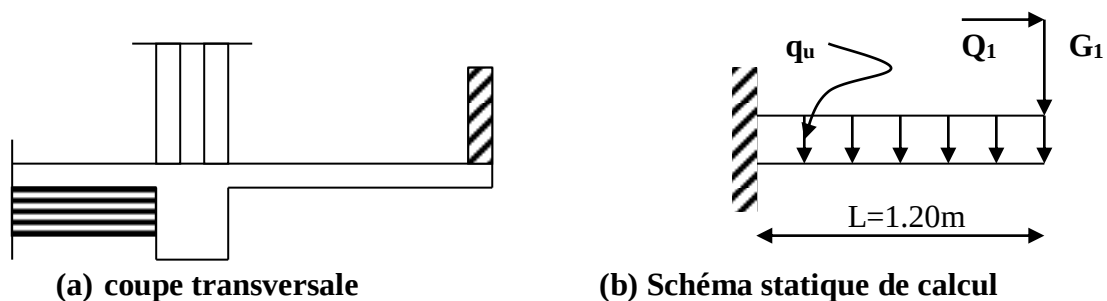


Figure III.2.1: étude du balcon en dalle pleine

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q_1 : surcharge exercée sur le garde-corps.

G_1 : poids du garde-corps.

III.2.2. Détermination des charges et surcharges :❖ **Charges permanentes :**

- **La dalle :**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G₁=5,57

Tableau III.2.1: Les charges permanentes revenant au balcon

- **Charge concentrée (garde-corps) :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poid (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
		Poid total	G₂= 1,62

Tableau III.2.2 : Les charges concentrées revenant au balcon.

Remarque : Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (uniformément répartie) d'après le **DTR**.

$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$ charge horizontale due à la main courante.

III.2.3. Combinaisons de charges :

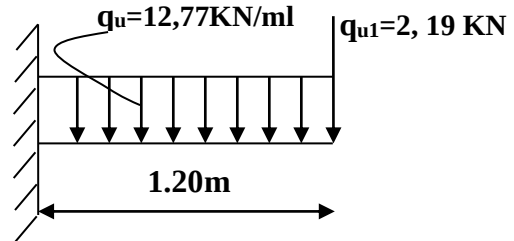
- **A l'ELU :**

➤ **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5,57) + (1.5 \times 3.5) \times 1 = \mathbf{12,77 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Le garde corps :**

$$q_{u1} = (1.35 \times G_1) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 \times 1 = \mathbf{2.19 \text{ KN}}$$



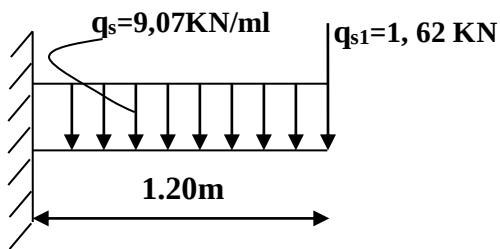
- **A l'ELS :**

➤ **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 5,57 + 3.5 = \mathbf{9,07 \text{ KN}}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$q_{s1} = G_1 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1,62 \text{ KN/ml}}$$

**III.2.4. Calcul des efforts internes:**

- **A l'ELU :**

• **Moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + q_{u1} \times l$$

$$M_u = \frac{12,77 \times (1,2)^2}{2} + 2,19 \times 1,2 = \mathbf{11,82 \text{ KN.m}}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_A = q_u \times l + q_{u1}$$

$$V_A = 12,77 \times 1,2 + 2,19$$

$$V_A = 17,51 \text{ KN}$$

$$V_B = 2,19 \text{ KN}$$

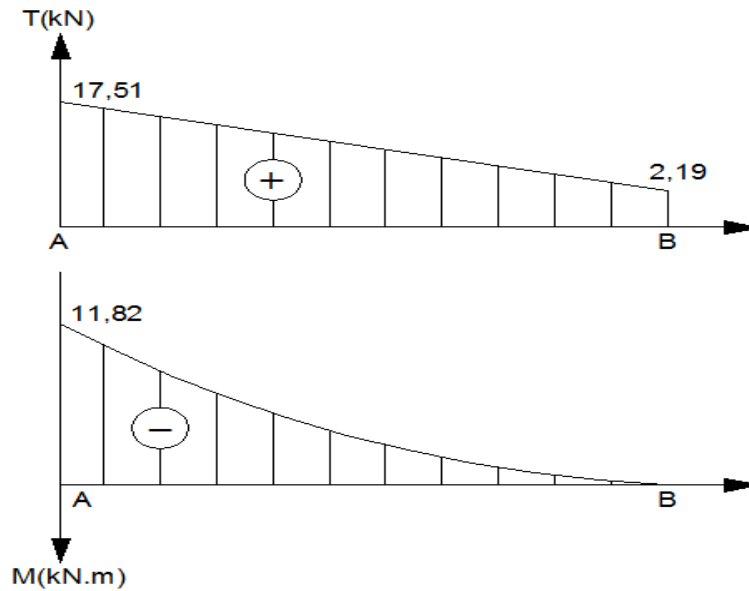


Figure III.2.2: diagramme des efforts internes à l'ELU

- **A l'ELS :**

- **Moments fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + q_{s1} \times l$$

$$M_s = \frac{9,07 \times (1,2)^2}{2} + 1,62 \times 1,2 = 8,47 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_A = q_u \times l + q_{u1}$$

$$V_A = 9,07 \times 1,2 + 1,62$$

$$V_A = 12,50 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,62 \text{ KN}$$

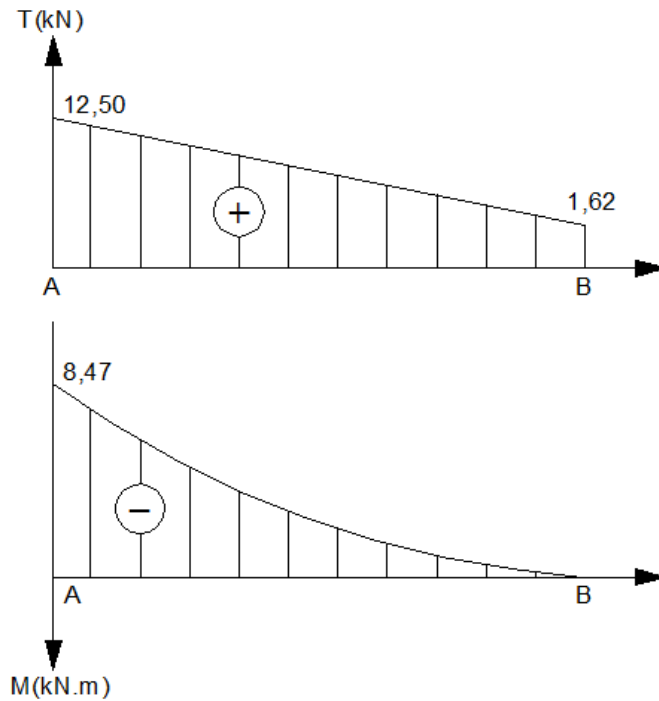
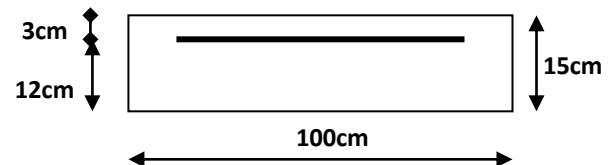


Figure III.2.3: diagramme des efforts internes a l'ELS

III.2.5. Ferrailage :

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

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$



- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,82 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,82 \times 10^3}{0,970 \times 12 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3,93 cm² avec un espacement S_t= 20cm.

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

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

III.2.6.Vérification à l'ELU :

III.2.6.1.Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

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

$A_s = 2,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

III.2.6.2.Vérification au cisaillement: (BAEL 91 /art A.5.1.21)

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

- **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = 17,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{17,51 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,15 \text{ MPa}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable.

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

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

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

III.2.6.3.Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres:(BAEL 91/art 6.1.3)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,51 \times 10}{0,9 \times 12 \times 12,56} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,3 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

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

III.2.6.4. espacement des barres : (BAEL91/Art A.8.2, 42) :

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Armatures de répartitions :** $S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.6.5. Ancrage des barres aux appuis (longueur de scellement):

La longueur de scellement droit est donnée par la loi

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

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 3.15} = 352,73 \text{mm} = 35,27 \text{cm}$$

Soit $l_s = 40 \text{cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le **BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers HA :

$$l_a = 0.4 \times l_s$$

$$l_a = 0.4 \times 35 = 14 \text{cm}$$

Soit $l_a = 14 \text{cm}$

III.2.6.6. Vérification de l'effort tranchant a la base : (BAEL91/Art.5.1.313)

Armatures principales :

$$A_s \geq \frac{V_{\max}}{f_e / \gamma_{sq}} \quad \text{Avec : } V_{\max} = 17,51 \text{KN}$$

$$\frac{V_{\max}}{\frac{f_e}{\gamma_{sQ}}} = \frac{17,51 \times 10^3 \times 1,15}{348} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,12 \times 1}{1,15} = 720 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 17,51 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 720 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.7.Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

III.2.7.1.Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa et } \sigma_{bc} = K \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,328$$

$$K_1 = 40,56 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025 \rightarrow \beta = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} = \frac{8,47 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 3,93} = 197,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 197,36 = 4,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,82}{8,47} = 1,4$$

$$\alpha = 0,0747 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.7.2.Vérification de la contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} \quad \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0.328$$

$$\beta_1 = 0.910 ; K_1 = 40.56 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{8.47 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.93} = 197.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.7.3.Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art b 6.5, 2)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{11.82}{10 \times 11.82} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

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

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5HA10 = 3.93 cm² /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm**.

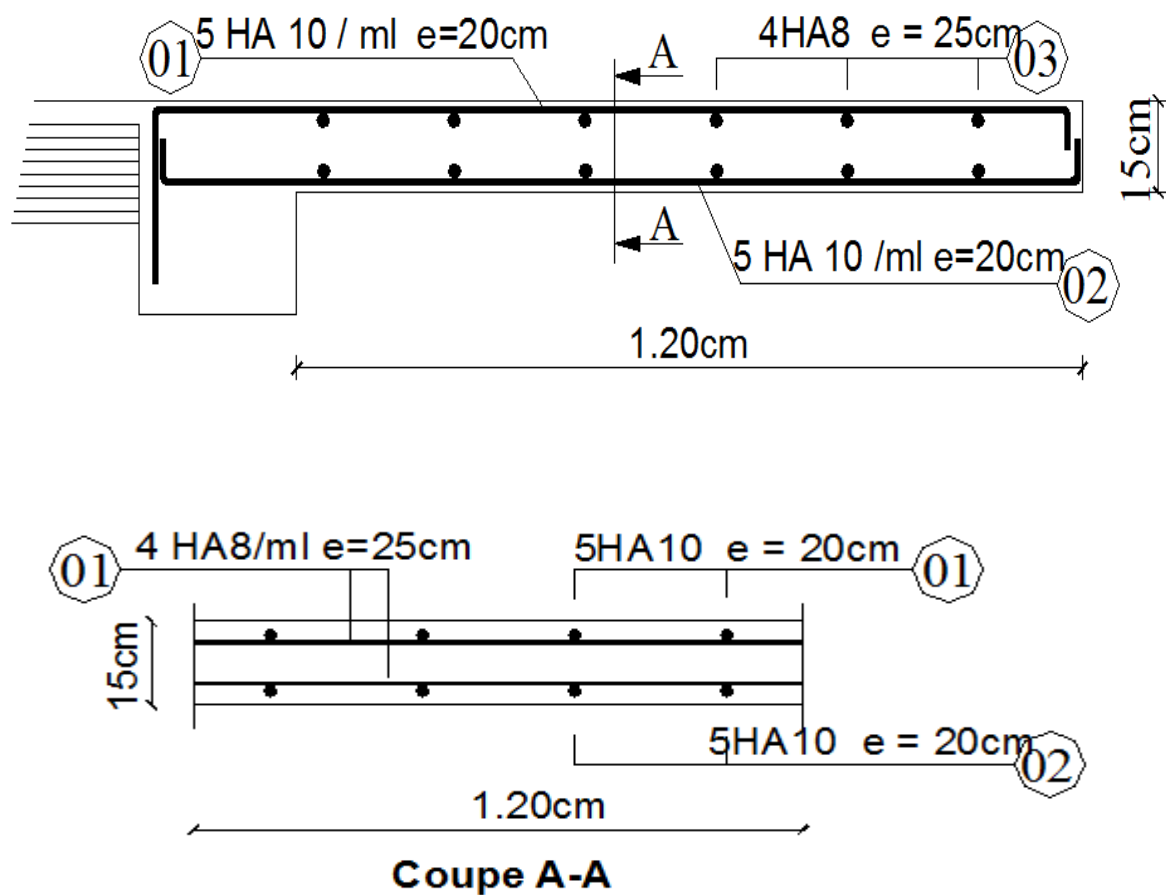


Figure III.2.2: Ferrailage du balcon.

III.3.calcul des escaliers :

Introduction :

Dans la construction à plusieurs étages, il y a un élément qui revient en permanence : l'escalier. Il est un élément important de la construction qui peut se voir sous des formes diverses. Bois ; métal ; béton ou encore mixte, la matière de l'escalier dépendra de l'esthétique voulue, de ses performances et de ses caractéristiques.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes de DTU, de décret en fonction de nombre d'utilisateur et de type du bâtiment, les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure ci-dessous :

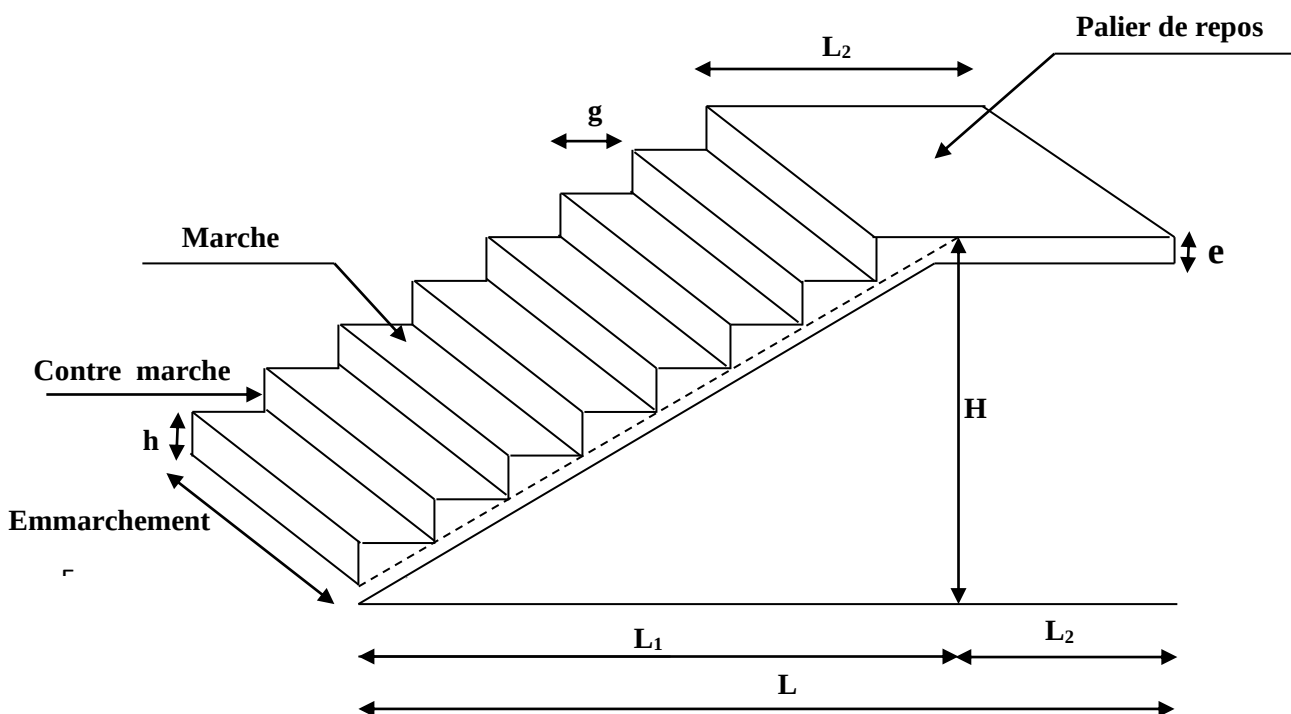


Figure III.3.1: principaux termes des escaliers

- **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.
- **La hauteur de la marche (h)**: est la différence de niveau entre deux marches successives ; la valeur courante est **h= 13 à 17cm** jusqu'à **22,5cm** pour les escaliers à usage techniques ou privé.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante de **28cm** au minimum.

- **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.
- **Emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général à **0,65m** de collet si $E \geq 1m$.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.

Afin de permettre le passage entre les étages, notre ouvrage est muni d'une cage d'escalier de type droit, réalisé en béton armé et coulé sur place. Dans notre cas on distingue deux types :

- **Escaliers de RDC** : comporte deux cages d'escaliers ; 3 volées avec deux paliers intermédiaires et deux volées avec un palier d'arrivée
- **Escaliers d'étage de service et d'étage courant** : comporte deux cages d'escaliers identiques de deux volée avec un palier de repos et un palier d'arrivée.
- **Escaliers de sous-sol** : comporte une seule cage d'escalier de deux volée identiques avec un palier de départ et un palier de repos.

III.3.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Le pré dimensionnement des escaliers se fait en utilisant la loi de **BLANDEL**.

III.3.1.1. la loi de BLANDEL :

La loi de BLANDEL est une relation empirique qui lie la longueur de la marche **g** et la hauteur de contre marche **h** et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace d'une façon confortable

On prend compte des dimension déterminés dans le plan d'architecture, on pré dimensionne selon les relations empiriques suivantes :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}.$$

Avec : $16\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm}.$

$$28\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}.$$

$$\frac{h}{g} \leq 1.$$

Pré dimensionner un escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche (**m**).
- La hauteur du contre marche (**h**), le giron (**g**).

- L'épaisseur de la paillasse (e_p).

Type 01 : escaliers à deux volés :

Etude de sous-sol :

III.3.1.2. Le schéma statique des escaliers :

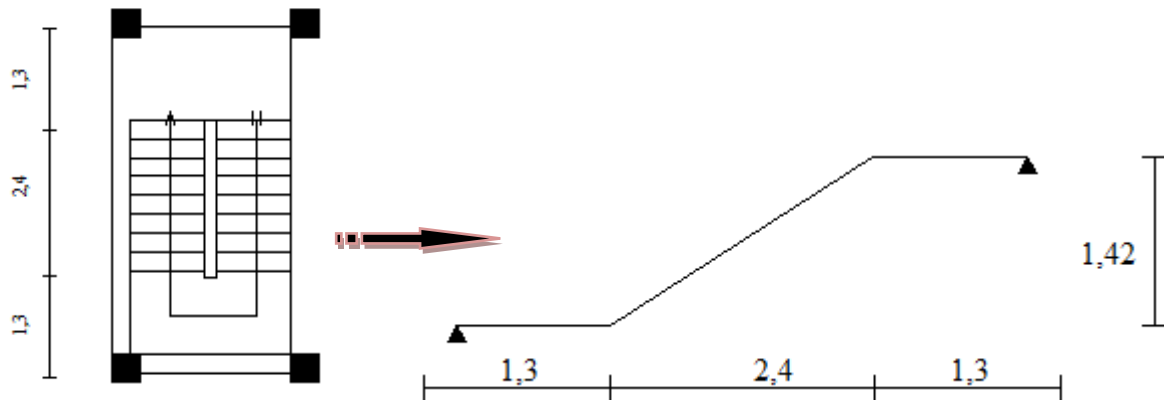


Figure III.3.2: schéma statique des escaliers de sous-sol.

Avec : $L1 = 240 \text{ cm}$.

$L2 = L3 = 130 \text{ cm}$.

$H = 142 \text{ cm}$.

- Calcul le nombre de contre marche (n) :

$$16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}.$$

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

$$n = \frac{Ht}{h} = \frac{142}{17} = 8,35$$

On prend : $n = 8$ contre marches.

- Calcul du nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

Soit : $m = 7$ marches.

- Calcul du la hauteur de contre marche (h) :

$$h = \frac{Ht}{n} = \frac{142}{8} = 17,75 \text{ cm}.$$

- Calcul du giron:

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}.$$

$$\frac{L1}{n-1} = \frac{240}{7} = 34,28$$

Soit : **g = 30cm.**

III.3.1.3. Vérification la loi de BLANDEL :

On doit vérifier que :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

Avec : **h = 17cm** et **g = 30cm**

 **C.V.**

$$\text{Donc : } 59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64\text{cm}$$

 **C.V.**

$$\frac{h}{g} \leq 1 \text{ donc } \frac{17}{30} = 0,56 \leq 1$$



C.V.

• Calcul de l'épaisseur de la pailasse (**e_p**) :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux de RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la pailasse (**e_p**) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L0}{30} \leq e_p \leq \frac{L0}{20}$$

$$\text{On a: } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{142}{240} = 0,592$$



$$\alpha = 30,61^\circ$$

$$L = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(30,61)} = 278,86\text{cm}$$

$$L_0 = L + L_2 + L_3 = 278,86 + 130 + 130 = 540\text{cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{540}{30} \leq e_p \leq \frac{540}{20}$$



$$18\text{cm} \leq e_p \leq 27\text{cm}.$$

On opte pour: **e_p = 20cm.**

III.3.2. Détermination des charges et surcharges:

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de projection horizontale de la volée. On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.3.2.1.les charges permanentes :

➤ Le poids des revêtements :

N°	éléments	G(KN/ml)
1	Carrelage	$22 \times 0,02 = 0,44$
2	Mortier de pose	$22 \times 0,02 = 0,44$
3	Enduit ciment (2cm)	0,20
4	Poids du garde-corps	0,20
TOTAL		$G_{tot} = G_R = 1,28$

Tableau III.3.1: charges permanentes revenant aux poids des revêtements

➤ La pailleasse (la volée) :

N°	éléments	G(KN/ml)
1	Poids des marches	$\rho \times (ep / \cos \alpha) = 25 \times (0,20 / \cos 30,61) \times 1 = 5,81$
2	Poids propre de la pailleasse	$\rho \times (ep / 2) = 25 \times (0,2 / 2) = 2,5$
3	Poids des revêtements	$G_R = 1,28$
TOTAL		$G_{tot} = G_V = 9,59$

Tableau III.3.2: charges permanentes revenant à la volée

➤ Le poids du palier :

N°	éléments	G(KN/ml)
1	Poids du palier	$25 \times 0,2 \times 1 = 5$
2	Poids des revêtements	$G_R = 1,28$
TOTAL		$G_{tot} = G_P = 6,28$

Tableau III.3.3: charges permanentes revenant au palier

➤ Poids du mur double cloison :

$$G_{mur} = 2,44 \text{ KN/ml.}$$

III.3.2.2.les surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du **DTR**, qui est la même pour la volée et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.3.la combinaison de charges :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

- Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 6,28 + 1,5 \times 2,5 = 12,23 \text{ KN/ml.}$

- Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 9,59 + 1,5 \times 2,5 = 16,70 \text{ KN/ml.}$

- Mur : $q_{u3} = 1,35G (h - e_p)$
 $= 1,35 \times 2,44 \times (3,1 - 0,2) = 9,55 \text{ KN/ml.}$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Palier : $q_{s1} = 6,28 + 2,5 = 8,78 \text{ KN/ml.}$

- Paillasse : $q_{s2} = 9,59 + 2,5 = 12,09 \text{ KN/ml.}$

- Mur : $q_{s3} = G (h - e_p)$
 $= 2,44 \times (3,1 - 0,2) = 7,08 \text{ KN/ml.}$

III.3.4.Calcul à l'ELU :

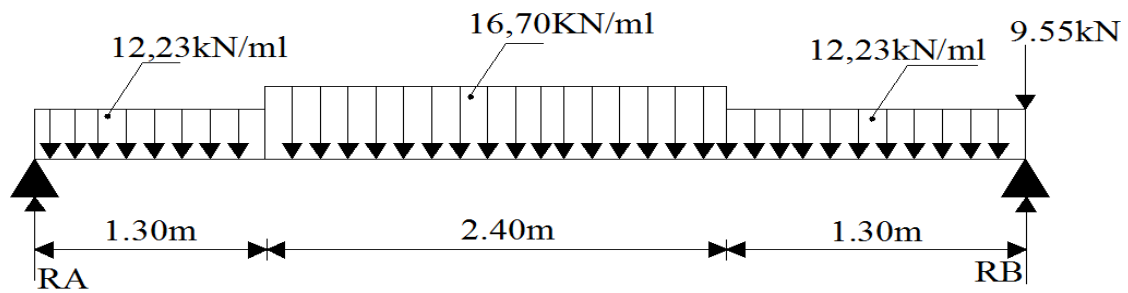


Figure III.3.3: Schéma statique du chargement des escaliers à l'ELU

III.3.4.1.Calcul les efforts internes :

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \quad \Rightarrow \quad 1,30q_{u1} + 2,40q_{u2} + 1,30q_{u1} + q_{u3} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 1,30 \times 12,23 + 2,40 \times 16,70 + 1,30 \times 12,23 + 9,55 = \mathbf{81,43 \text{ kN/ml.}}$$

$$R_A + R_B = \mathbf{81,43 \text{ kN/ml.}}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B \times L = q_{u1} \times 1,30 \times \frac{1,30}{2} + q_{u2} \times 2,40 \times \left(1,30 + \frac{2,40}{2}\right) + q_{u1} \times 1,30 + \left(1,30 + 2,40 + \frac{1,30}{2}\right) \times q_{u3} \times 5$$

$$R_B \times L = 12,23 \times 1,30 \times \frac{1,30}{2} + 16,70 \times 2,40 \times \left(1,30 + \frac{2,40}{2}\right) + 12,23 \times 1,30 \times \left(1,30 + 2,40 + \frac{1,30}{2}\right) + 9,55 \times 5$$

$$R_B = \frac{10,33 + 100,2 + 69,16 + 47,75}{5} = \mathbf{45,49 \text{ kN}}$$

$$R_B = \mathbf{45,49 \text{ kN.}}$$

$$R_A = 81,43 - 45,49 = \mathbf{35,94 \text{ kN.}}$$

$$\text{Donc: } R_A = \mathbf{35,94 \text{ kN.}}$$

$$R_B = \mathbf{45,49 \text{ kN.}}$$

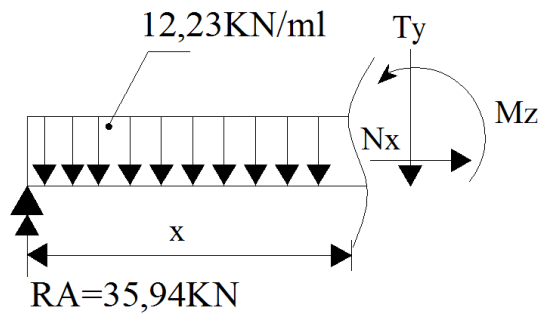
➤ Efforts tranchant et moments fléchissant:✓ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,30m$.

Figure III.3.4: schéma statique de calcul des sollicitations pour le 1^{er} tronçon

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

Effort tranchant $T(x)$:

$X=0m$:

$$T(x = 0) = R_A = 35,94 \text{ kN.}$$

$X=1,30m$:

$$T(x = 1,30) = 35,94 - (12,23 \times 1,30) = 20,04 \text{ kN.}$$

$$T(x = 0) = 35,94 \text{ kN.}$$

$$T(x = 1,30) = 20,04 \text{ kN.}$$

Pour $T(x) = 0$:

$$x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{35,94}{12,23} = 2,94 \text{ m.}$$

$$2,94 \text{ m} \notin [0 ; 1,30].$$

Moments fléchissant $M(x)$:

$X=0m$:

$$M(x = 0) = 0 \text{ kN.m.}$$

X= 1,30m :

$$M(x = 1,30) = 35,94 \times 1,30 - (12,23 \times \frac{1,30^2}{2}) = \mathbf{36,39KN.m.}$$

$$M(x = 0) = \mathbf{0KN.m.}$$

$$M(x = 1,30) = \mathbf{36,39KN.m.}$$

✓ **2^{ème} tronçon : $1,30 \leq x \leq 3,7m$**

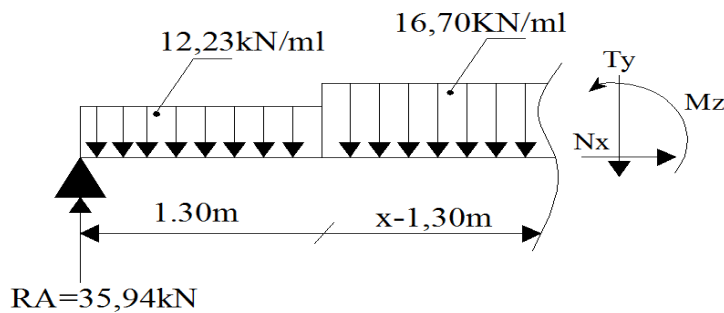


Figure III.3.5:schéma statique de calcul des sollicitations pour le 2ème tronçon

$$N_x = 0$$

$$T_x = R_A - q_{u1}(1,30) - q_{u2}(x - 1,30).$$

$$M_x = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,30 \times \left(x - \frac{1,30}{2}\right) - q_{u2} \times (x - 1,30) \left(\frac{x - 1,30}{2}\right)$$

Effort tranchant T(x)

X=1,30m :

$$T(x = 1,30) = 35,94 - 12,23(1,30) - 16,70(1,30 - 1,30) = \mathbf{20,04KN.}$$

X= 3,7m :

$$T(x = 3,7) = 35,94 - 12,23 \times (1,30) - 16,70(3,7 - 1,30) = \mathbf{-20,04KN}$$

$$T(x = 1,30) = \mathbf{20,04KN.}$$

$$T(x = 3,7) = \mathbf{-20,04KN}$$

Pour T(x)= 0 :

$$x = \frac{RA - (q_{u1} \times 1,30) + (q_{u2} \times 1,30)}{q_{u2}} = \frac{35,94 - (12,23 \times 1,30) + (16,70 \times 1,30)}{16,70} = 2,5m.$$

$$x = 2,5m \in [1,30 ; 3,7].$$

Moments fléchissant M(x) :

X=1,30m:

$$M(x = 1,30) = 35,94 \times 1,30 - 12,23 \times 1,30 \times \left(1,30 - \frac{1,30}{2}\right) - 16,70 \times (1,30 - 1,30) \left(\frac{1,30 - 1,30}{2}\right) = 36,39KN.m.$$

X= 3,7m:

$$M(x = 3,7) = 35,94 \times 3,7 - 12,23 \times 1,30 \times \left(3,7 - \frac{1,30}{2}\right) - 16,70 \times (3,7 - 1,30) \left(\frac{3,7 - 1,30}{2}\right) = 36,39KN.m.$$

$$M(x = 1,30) = 36,39KN.m.$$

$$M(x = 3,7) = 36,39KN.m.$$

✓ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30m$

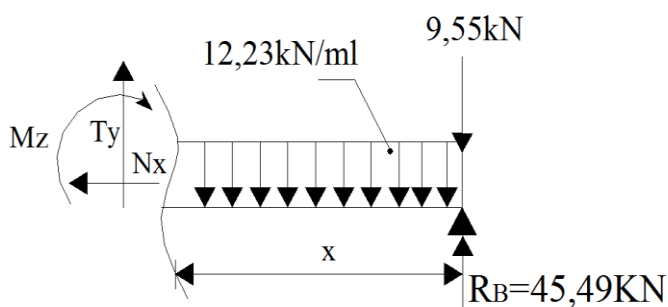


Figure III.3.6:schéma statique de calcul des sollicitations pour le 3ème tronçon

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u3} + q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} - q_{u3} \cdot x$$

Effort tranchant T(x):

X=0m :

$$T(x = 0) = -45,49 + 9,55 + 12,23 \times 0 = \mathbf{-35,94KN}$$

X= 1,30m :

$$T(x = 1,30) = -45,49 + 9,55 + 12,23 \times 1,30 = \mathbf{-20,04KN.}$$

$$T(x = 0) = \mathbf{-35,94KN.}$$

$$T(x = 1,30) = \mathbf{-20,04KN.}$$

Moments fléchissant M(x) :

X=0m:

$$M(x = 0) = R_B \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} - q_{u3} \cdot x = \mathbf{0KN.m.}$$

X= 1,30m:

$$M(x = 1,30) = 45,49 \times 1,30 - 12,23 \times \frac{1,30^2}{2} - 9,55 \times 1,30 = \mathbf{36,39KN.m.}$$

$$M(x = 0) = \mathbf{0KN.m.}$$

$$M(x = 1,30) = \mathbf{36,39KN.m.}$$

La valeur maximale de Mz:

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_z^{\max}$$

$$T_y = 0 \text{ donc } R_A - q_{u1}(1,30) - q_{u2}(x - 1,30) = 0$$

$$x = \mathbf{2,5m} \Rightarrow M(x = 2,5) = 35,94 \times 2,5 - 12,23 \times 1,30 \times \left(2,5 - \frac{1,30}{2}\right) - 16,70 \times$$

$$(2,5 - 1,30) \left(\frac{2,5 - 1,30}{2}\right) = \mathbf{48,41KN.m}$$

$$M_z^{\max} = \mathbf{48,41KN.m}$$

Remarque:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients **0,85** et **0,3** respectivement, afin de tenir compte des semi encastrements.

- Aux appuis : $M_u^a = -0,3 \times M_z^{\max} = \mathbf{-14,52KN.m.}$

- En travées : $M_u^l = 0,85 \times M_z^{\max} = 41,15 \text{ kN.m}$.

III.3.4.2. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

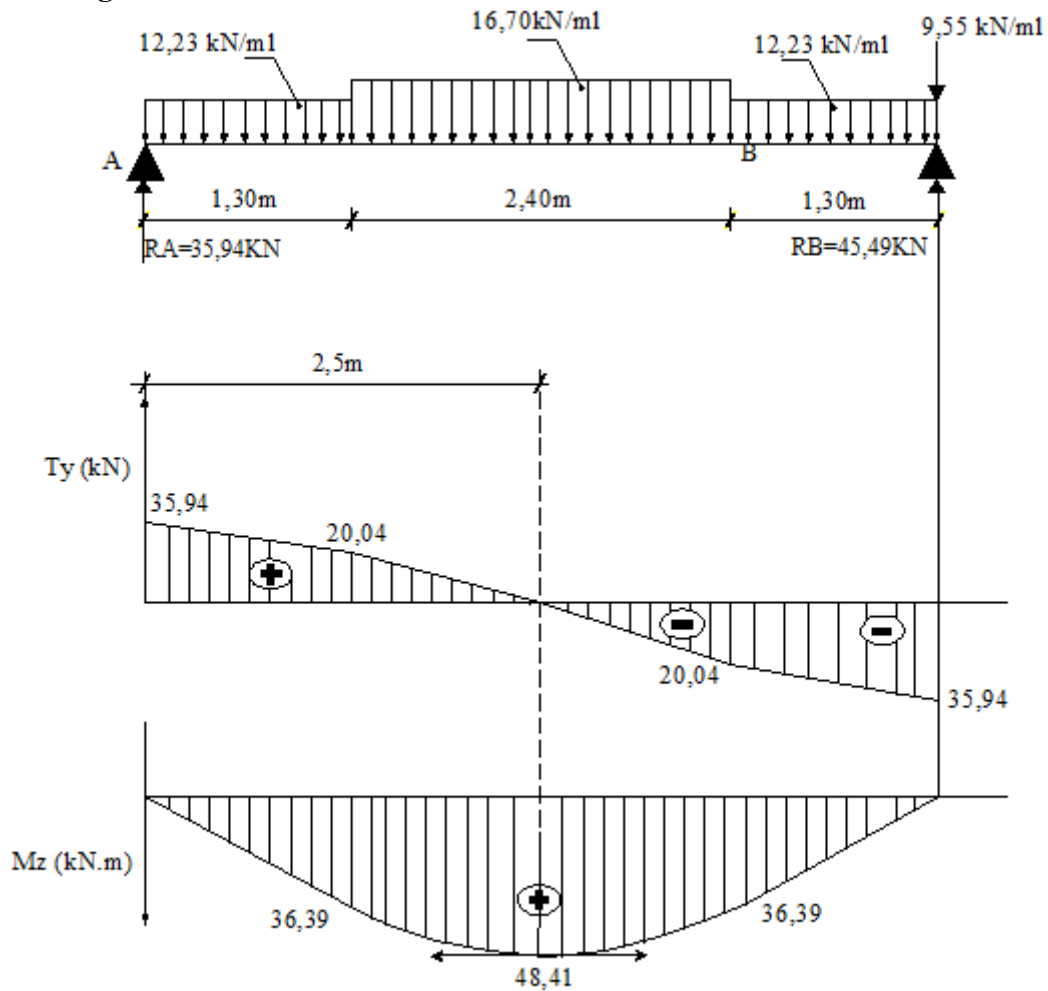


Figure III.3.7: schéma représente les diagrammes des efforts tranchants et des moments à l'ELU pour le sous-sol.

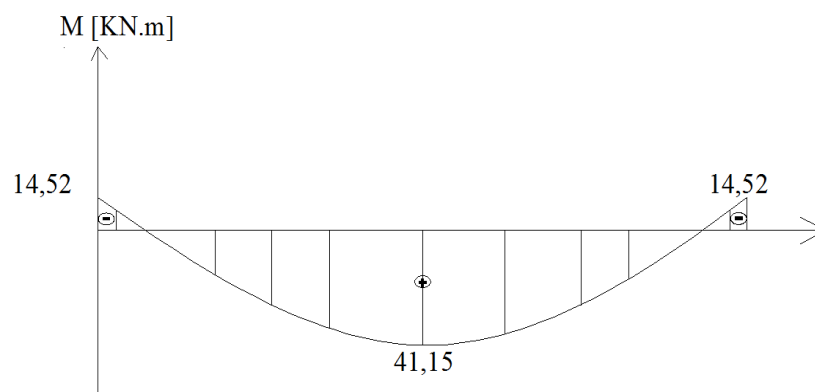


Figure III.3.8: Diagramme des moments fléchissant (ELU) En tenant compte de l'encastrement partiel.

III.3.4.3. Calcul des armatures :

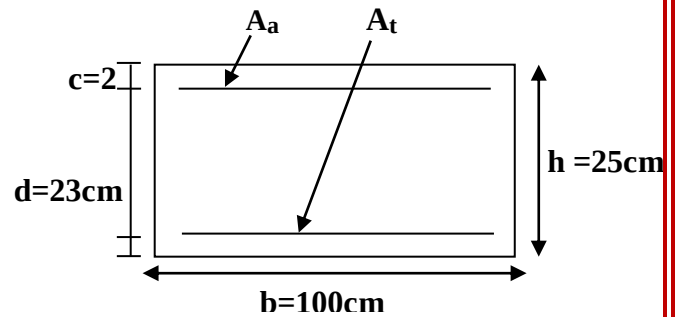
Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de 1m, en utilisant les moments fléchissant et les efforts tranchant calculés précédemment.

Avec :

$$b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; d = 23\text{cm}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$



➤ Aux appuis:

✓ Appui A:

Armatures principales:

$$M_u^A = -14,52\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,52 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu_b = 0,019 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Remarque : la section est simplement armée (S.S.A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaire **ASC = 0**. donc on a uniquement les armatures tendues.

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

$$\mu_b = 0,019 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,990$$

$$A_p^A = \frac{M_u^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,52 \times 10^3}{0,990 \times 23 \times 348} = 1,83\text{cm}^2$$

$$A_p^A = 1,83\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14\text{cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 25\text{cm}$$

Armatures de répartitions:

$$A_r^A = \frac{A_p^A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\text{cm}^2$$

$$A_r^A = 0,785\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 25\text{cm}$$

✓ Appui B:

Armatures principales:

$$M_u^A = M_u^B = -14,52 \text{ KN.m.}$$

$$A_p^B = A_p^A = 1,83 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartitions:

$$A_r^B = A_r^A = 0,785 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 25 \text{ cm.}$$

➤ En travées :

Armatures principales:

$$M_u^t = 41,15 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41,15 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_b = 0,054 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\mu_b = 0,054 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,972$$

$$A_p^t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41,15 \times 10^3}{0,972 \times 23 \times 348} = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$A_p^t = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartitions:

$$A_r^A = \frac{A_p^t}{4} = \frac{5,28}{4} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_r^A = 1,695 \text{ cm}^2.$$

$$4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } St = 25 \text{ cm.}$$

III.3.4.4. Vérifications :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Appui A: $A_p^A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$.  **C.V**

Appui B: $A_p^B = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$.  **C.V**

En travée : $A_p^t = 6,78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$.  **C.V**

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures principales :

- Appui A: $St = 25 \text{ cm}$
- Appui B: $St = 25 \text{ cm}$
- En travée : $St = 25 \text{ cm}$

$St < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$  **C.V**

Armatures de répartitions :

- Appui A: $St = 25 \text{ cm}$
- Appui B: $St = 25 \text{ cm}$
- En travée : $St = 25 \text{ cm}$

$St < \min \{4 h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  **C.V**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis**

(BAEL91Art61.3) :

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

Avec :

($\psi_s = 1.5$) et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à **41,49 KN** (calculée)

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n.\pi.\varnothing = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22,61 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 25 cm

$$\tau_{se} = \frac{35,94 \times 10}{0.9 \times 25 \times 22,61} = 0,706 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,706 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.706 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Remarque :

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552) :**

$$V_u^{\max} = 35,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{35,94 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Remarque :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :**

• **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 100 \times 0,9 \times 25 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 1500 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 35,94 \text{KN} \leq 1500 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(35,94 - \frac{14,52}{0,9 \times 0,25} \right) \times 10^3 = -0,822 \text{cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{cm}^2 > -0,822 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

• **Ancrage des barres :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{cm} \quad \text{On prend} \quad L_s = 45 \text{cm.}$$

Vu que **Ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A.

Donc : Lc = 18cm.

III.3.5.Calcul à l'ELS :

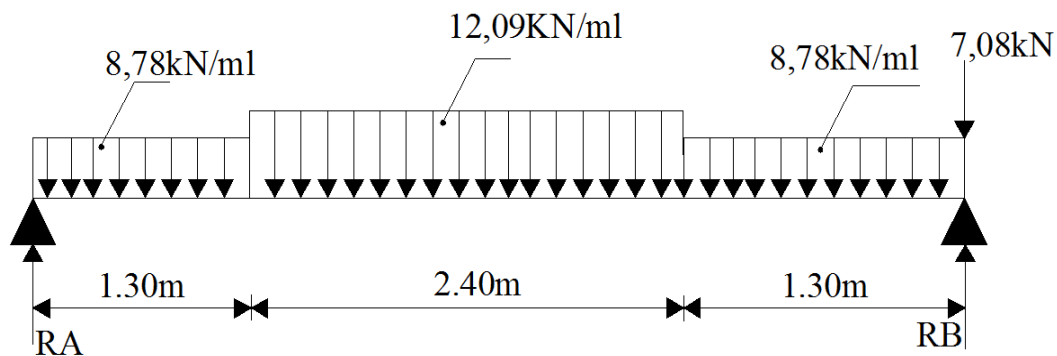


Figure III.3.9: Schéma statique du chargement des escaliers à l'ELS

III.3.5.1.Calcul les efforts internes :

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \quad \Rightarrow \quad 1,30q_{u1} + 2,40q_{u2} + 1,30q_{u1} + q_{u3} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 1,30 \times 8,78 + 2,40 \times 12,09 + 1,30 \times 8,78 + 7,08 = 58,92 \text{ kN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 58,92 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B \times L = q_{u1} \times 1,30 \times \frac{1,30}{2} + q_{u2} \times 2,40 \times \left(1,30 + \frac{2,40}{2}\right) + q_{u1} \times 1,30 + \left(1,30 + 2,40 + \frac{1,30}{2}\right) \times q_{u3} \times 5$$

$$R_B \times L = 8,78 \times 1,30 \times \frac{1,30}{2} + 12,09 \times 2,40 \times \left(1,30 + \frac{2,40}{2}\right) + 8,78 \times 1,30 \times \left(1,30 + 2,40 + \frac{1,30}{2}\right) + 7,08 \times 5$$

$$R_B = \frac{7,42 + 72,54 + 49,65 + 35,4}{5} = 33 \text{ kN}$$

$$R_B = 33 \text{ kN.}$$

$$R_A = 58,92 - 33 = 25,92 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc: } R_A = 25,92 \text{ kN.}$$

$$R_B = 33 \text{ kN.}$$

➤ Efforts tranchant et moments fléchissant:

✓ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,30m$

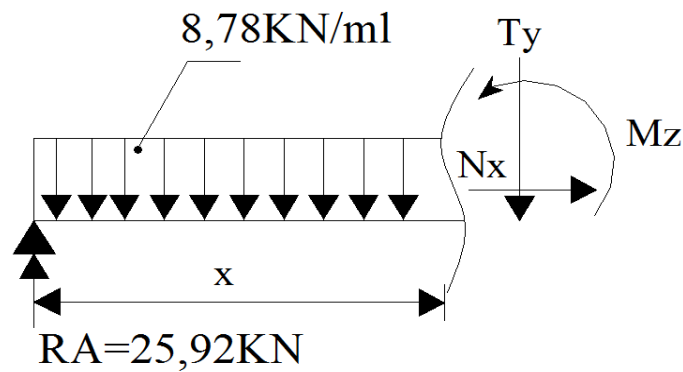


Figure III.3.10: schéma statique de calcul des sollicitations pour le 1^{er} tronçon à l'ELS

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

Effort tranchant T(x):

X=0m :

$$T(x = 0) = R_A = 25,92 \text{ kN}$$

X= 1,30m :

$$T(x = 1,30) = 25,92 - (8,78 \times 1,30) = 14,51 \text{ kN.}$$

$$T(x = 0) = 25,92 \text{ kN.}$$

$$T(x = 1,30) = 14,51 \text{ kN.}$$

Pour T(x)= 0 :

$$x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{25,92}{8,78} = 2,95 \text{ m.}$$

$$2,95 \text{ m} \notin [0 ; 1,30].$$

Moments fléchissant M(x) :

X=0m :

$$M(x = 0) = 0 \text{ kN.m.}$$

X= 1,30m:

$$M(x = 1,30) = 25,92 \times 1,30 - (8,78 \times \frac{1,30^2}{2}) = 26,28 \text{KN.m.}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{KN.m.}$$

$$M(x = 1,30) = 26,28 \text{KN.m.}$$

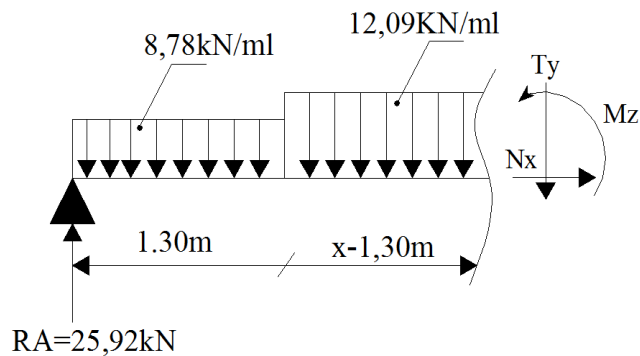
✓ **2^{eme} tronçon : $1,30 \leq x \leq 3,7\text{m}$** 

**Figure III.3.11:schéma statique de calcul
des sollicitations pour le 2ème tronçon à
l'ELS**

$$N_x = 0$$

$$T_x = R_A - q_{u1}(1,30) - q_{u2}(x - 1,30).$$

$$M_x = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,30 \times \left(x - \frac{1,30}{2}\right) - q_{u2} \times (x - 1,30) \left(\frac{x - 1,30}{2}\right)$$

Effort tranchant T(x)**X=1,30m :**

$$T(x = 1,30) = 25,92 - 8,78(1,30) - 12,09(1,30 - 1,30) = 14,51 \text{KN.}$$

X= 3,7m :

$$T(x = 3,7) = 25,92 - 8,78 \times (1,30) - 12,09(3,7 - 1,30) = -14,51 \text{KN}$$

$$T(x = 1,30) = 14,51 \text{KN.}$$

$$T(x = 3,7) = -14,51 \text{KN}$$

Pour T(x)= 0 :

$$x = \frac{R_A - (q_{u1} \times 1,30) + (q_{u2} \times 1,30)}{q_{u2}} = \frac{25,92 - (8,78 \times 1,30) + (12,09 \times 1,30)}{12,09} = 2,50 \text{m.}$$

$$x = 2,5 \text{m} \in [1,30 ; 3,7].$$

Moments fléchissant $M(x)$:

$X=1,30m$:

$$M(x = 1,30) = 25,92 \times 1,30 - 8,78 \times 1,30 \times \left(1,30 - \frac{1,30}{2}\right) - 12,09 \times (1,30 - 1,30) \left(\frac{1,30 - 1,30}{2}\right) =$$

26,28KN.m.

$X= 3,7m$:

$$M(x = 3,7) = 25,92 \times 3,7 - 8,78 \times 1,30 \times \left(3,7 - \frac{1,30}{2}\right) - 12,09 \times (3,7 - 1,30) \left(\frac{3,7 - 1,30}{2}\right) =$$

26,28KN.m.

$$(x = 1,30) = 26,28KN.m.$$

$$M(x = 3,7) = 26,28KN.m.$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30m$

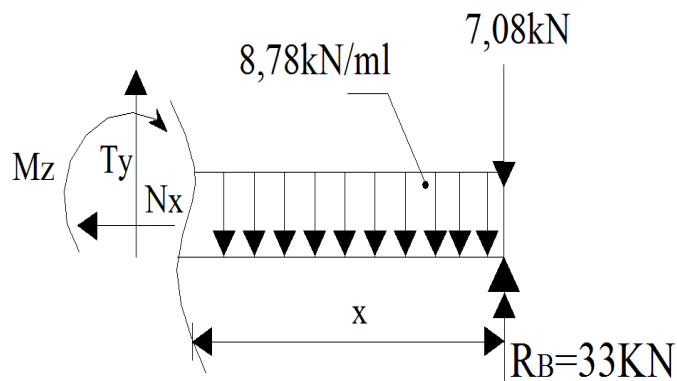


Figure III.3.12:schéma statique de calcul des sollicitations pour le 3^{ème} tronçon à l'ELS

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u3} + q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} - q_{u3} \cdot x$$

Effort tranchant T(x):

$$T(x = 0) = -33 + 7,08 + 8,78x0 = \mathbf{-25,92KN}$$

X= 1,30m :

$$T(x = 1,30) = -33 + 7,08 + 8,78 \times 1,30 = \mathbf{-14,51KN.}$$

$$T(x = 0) = \mathbf{-25,92KN.}$$

$$T(x = 1,30) = \mathbf{-14,51KN.}$$

Moments fléchissant M(x) :**X=0m:**

$$M(x = 0) = R_B \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} - q_{u3} \cdot x = \mathbf{0KN.m.}$$

X= 1,30m:

$$M(x = 1,30) = 33 \times 1,30 - 8,78 \times \frac{1,30^2}{2} - 7,08 \times 1,30 = \mathbf{26,28KN.m.}$$

$$M(x = 0) = \mathbf{0KN.m.}$$

$$M(x = 1,30) = \mathbf{26,28KN.m.}$$

La valeur maximale de Mz:

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_z^{\max}$$

$$T_y = 0 \text{ donc } R_A - q_{u1}(1,30) - q_{u2}(x - 1,30) = 0$$

$$x = \mathbf{2,5m} \Rightarrow M(x = 2,5) = 25,92 \times 2,5 - 8,78 \times 1,30 \times \left(2,5 - \frac{1,30}{2}\right) - 12,09 \times$$

$$(2,5 - 1,30) \left(\frac{2,5 - 1,30}{2}\right) = \mathbf{34,98KN.m}$$

$$M_z^{\max} = \mathbf{34,98KN.m}$$

Remarque:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients **0,85** et **0,3** respectivement, afin de tenir compte des semi encastrements.

- Aux appuis : $M_u^a = M_u^b = -0,3 \times M_z^{\max} = \mathbf{-10,49KN.m.}$
- En travées : $M_u^t = 0,85 \times M_z^{\max} = \mathbf{29,73KN.m.}$

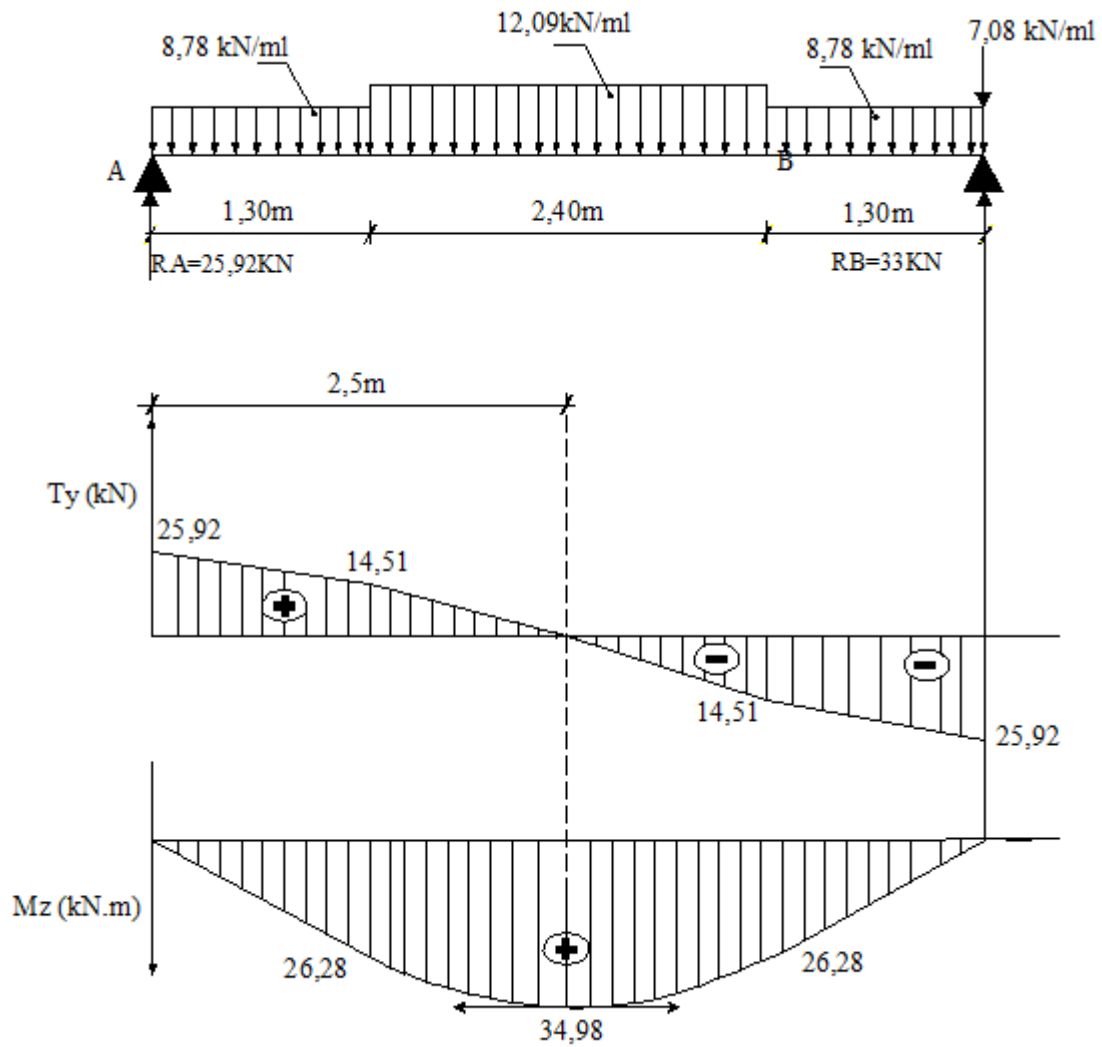


Figure III.3.13: schéma représente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

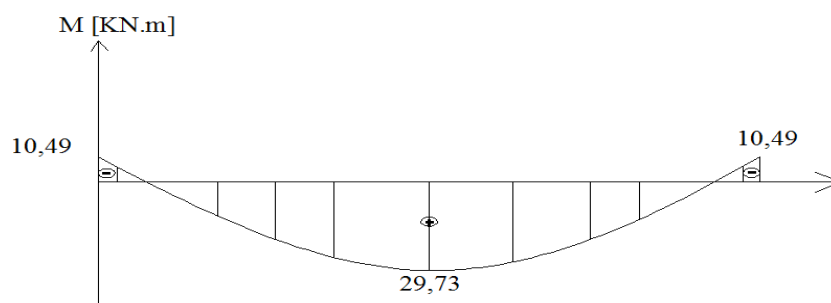


Figure III.3.14: Diagramme des moments fléchissant (ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.

III.3.5.2.Vérification à l'ELS :**➤ Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 23} = 0,137$$

$$\rho_1 = 0,137 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,939 \\ K_1 = 66,97 \\ K = 0.015 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{10,49 \times 10^3}{3,14 \times 0,939 \times 23} = 154,69MPa$$

$$\sigma_s = 154,69MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,015 \times 154,69 = 2,32MPa \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{bc} = 2,32MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,32MPa < 15MPa.$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 23} = 0,294$$

$$\rho_1 = 0,294 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.914 \\ K = \frac{1}{43,14} = 0,023 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{29,73 \times 10^3}{6,78 \times 0,914 \times 23} = 208,59MPa$$

$$\sigma_s = 208,59MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 208,59 = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Contrainte de compression dans l'acier :**

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 23} \times 100 = 0,295$$

$$\rho_1 = 0,295 \Rightarrow k_1 = 43,14 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{29,73 \times 10^6}{0,914 \times 230 \times 678}$$

$$\sigma_{st} = 208,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 208,59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.5.3. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche):

Les conditions à vérifier au préalable sont :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{310} = 0,0806 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{25}{310} = 0,0806 < \frac{29,73}{10 \times 26,28} = 0,113 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$
- c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,0029 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8,78 ; 12,09) = 12,09 \text{ KN / mL}$$

$$q_s = 12,09 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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

S_{xx'} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 6,78 \times 18) = 21830,6 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx'} = 21830,6 \text{ cm}^3$$

B₀ : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6,78) = 2101,7 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2101,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21830,6}{2101,7} = 10,39 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10,39 = 9,61 \text{ cm}$$

$$V_1 = 10,39 \text{ cm} ; V_2 = 9,61 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

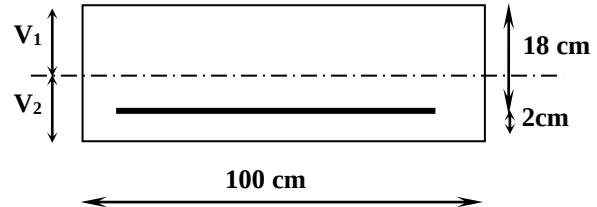
$$I = \frac{100}{3} \times ((10,39)^3 + (9,61)^3) + 15 \times 6,78 \times (9,61 - 2)^2$$

$$I = 72860,52 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,09 \times 10^3 \times (3,10)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 72860,52 \times 10^{-8}} = 0,0018 \text{ m}$$

$$f = 0,0018 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,10}{500} = 0,0062 \text{ m}$$



$$\bar{f} = 0.0062m$$

$$f = 0,0018m < \bar{f} = 0,0062m \Rightarrow \text{c.v}$$

Les schémas statiques des escaliers de RDC :

Type 01 : escalier a deux volée

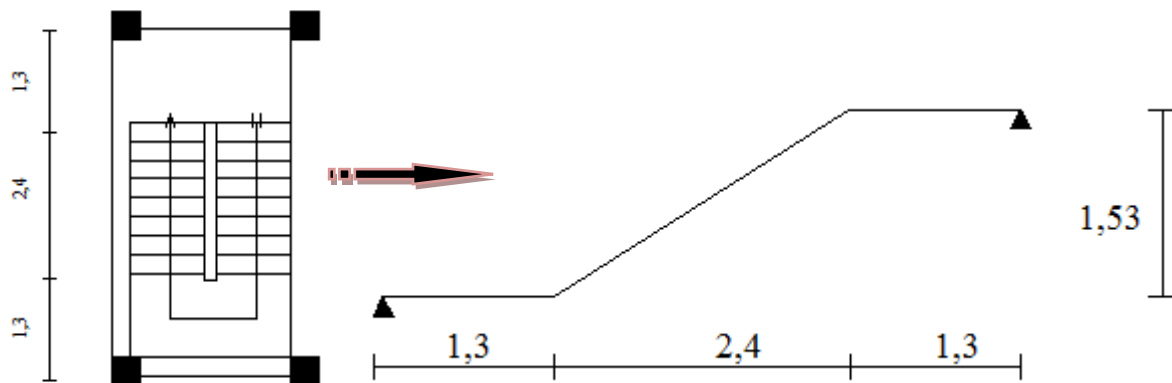


Figure III.3.15: schéma statique des escaliers de RDC à deux volés

Type 02 : escaliers à trois volés :

Ce type d'escalier se trouve iniquement au niveau de RDC.

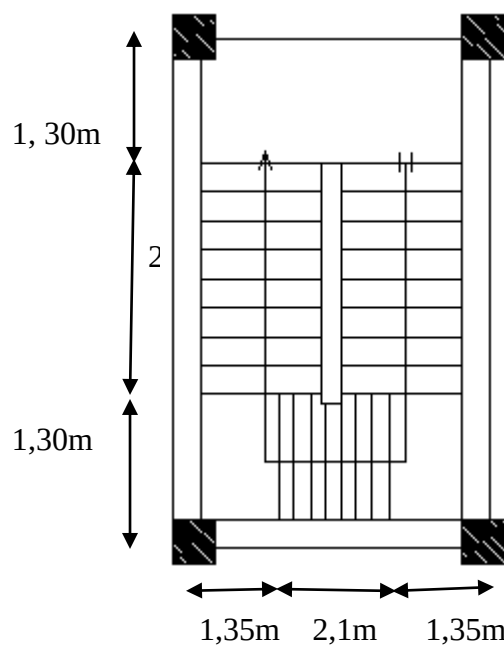


Figure III.3.16: schéma statique de RDC à trois volés

Conclusion :

Les caractéristiques de l'escalier de l'étage courant sont identiques avec celles de l'escalier RDC à deux volés, le ferrailage de tous ces types d'escaliers sera comme suit :

Aux appuis :

Armatures principales : **4HA10/ml = 3,14cm²** Avec : un espacement **St = 25cm.**

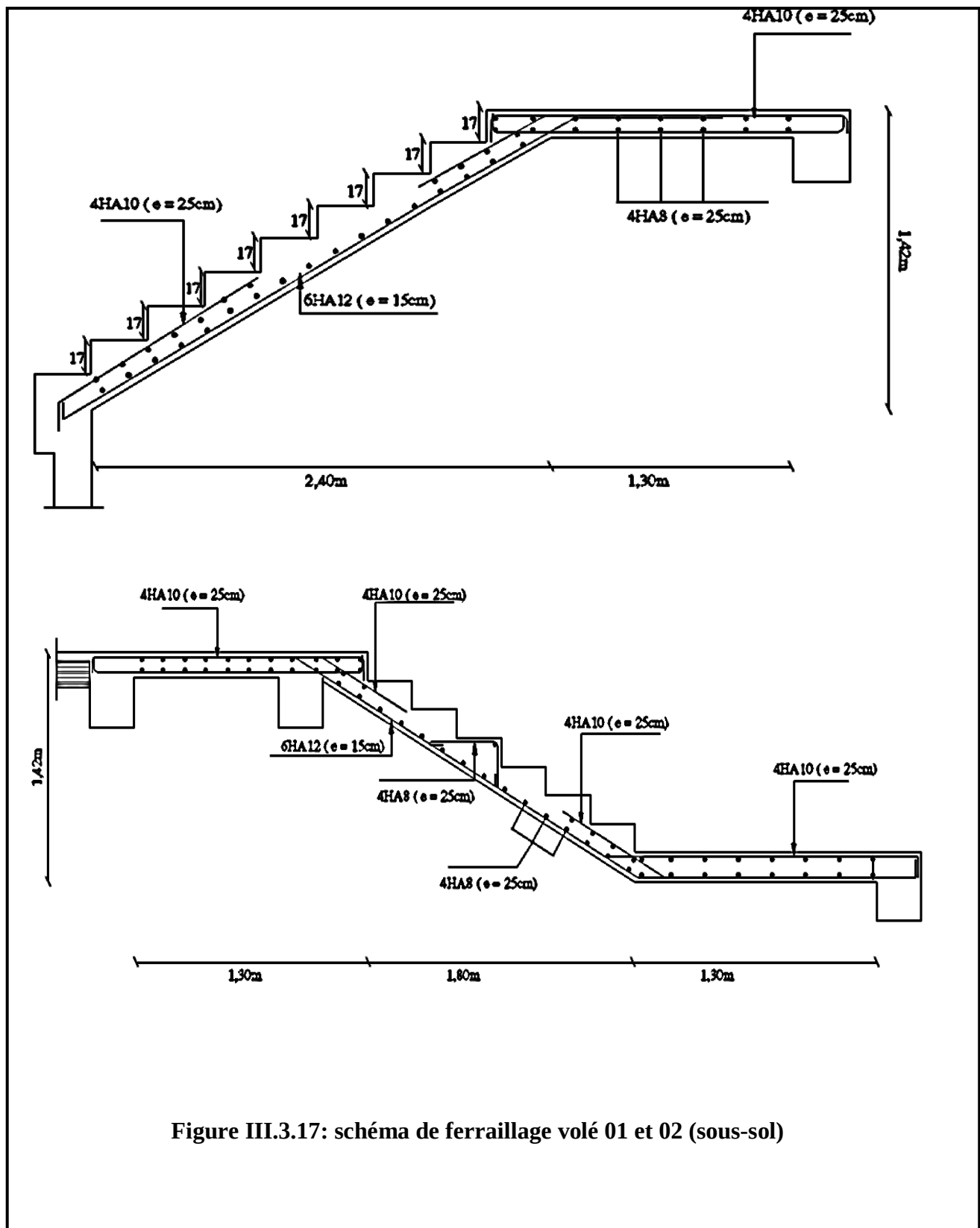
Armatures de répartitions : **4HA6/ml = 1,13cm²** Avec : un espacement **St = 25cm.**

En travées :

Armatures principales : **6HA12/ml = 6,78cm²** Avec : un espacement **St = 15cm.**

Armatures de répartitions : **4HA8/ml = 2,01cm²** Avec : un espacement **St = 25cm.**

III.8. les schémas de ferrailage des escaliers:



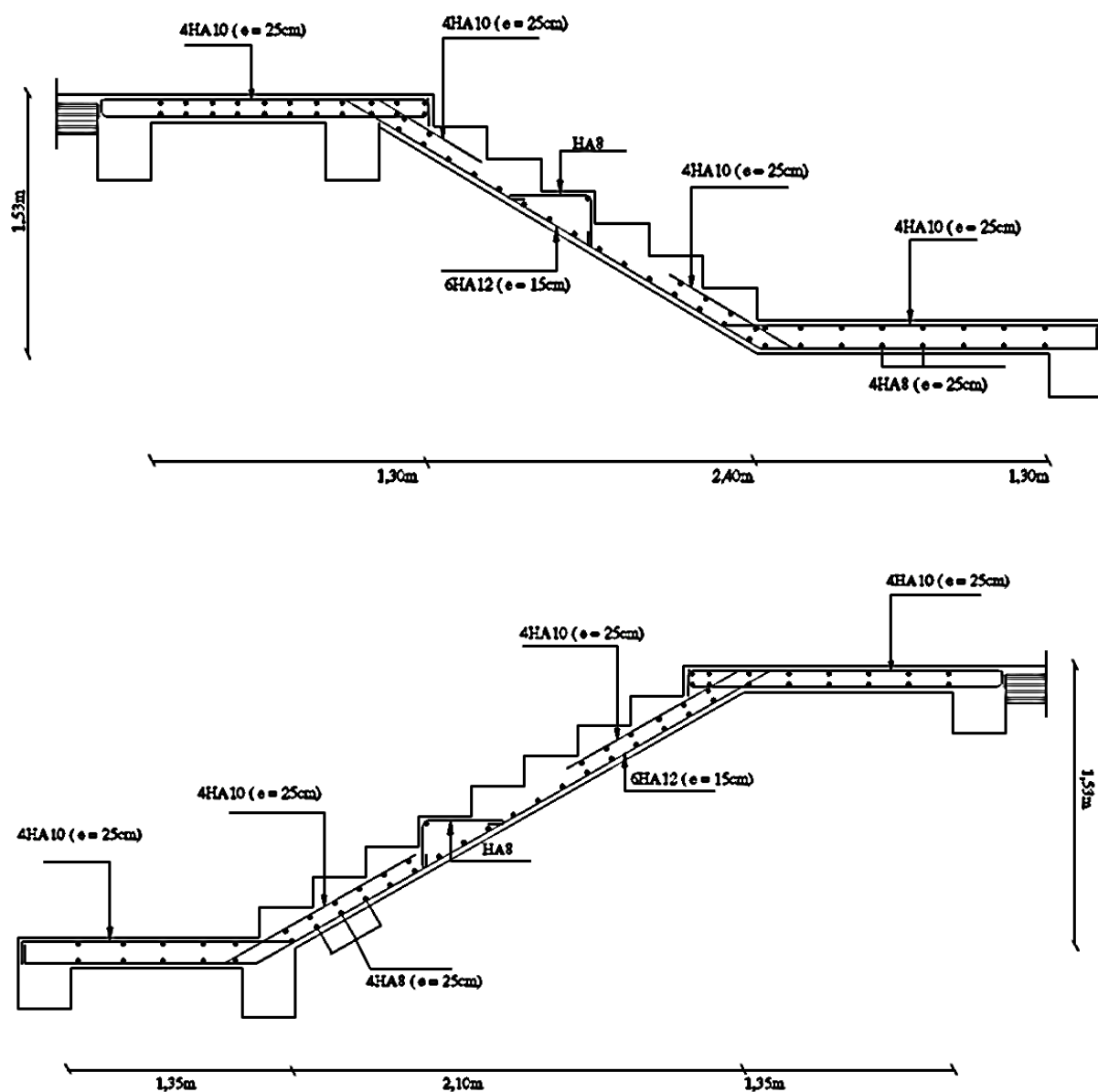


Figure III.3.18: schéma de ferrailage volé 01 et 02 (RDC et étages courant)

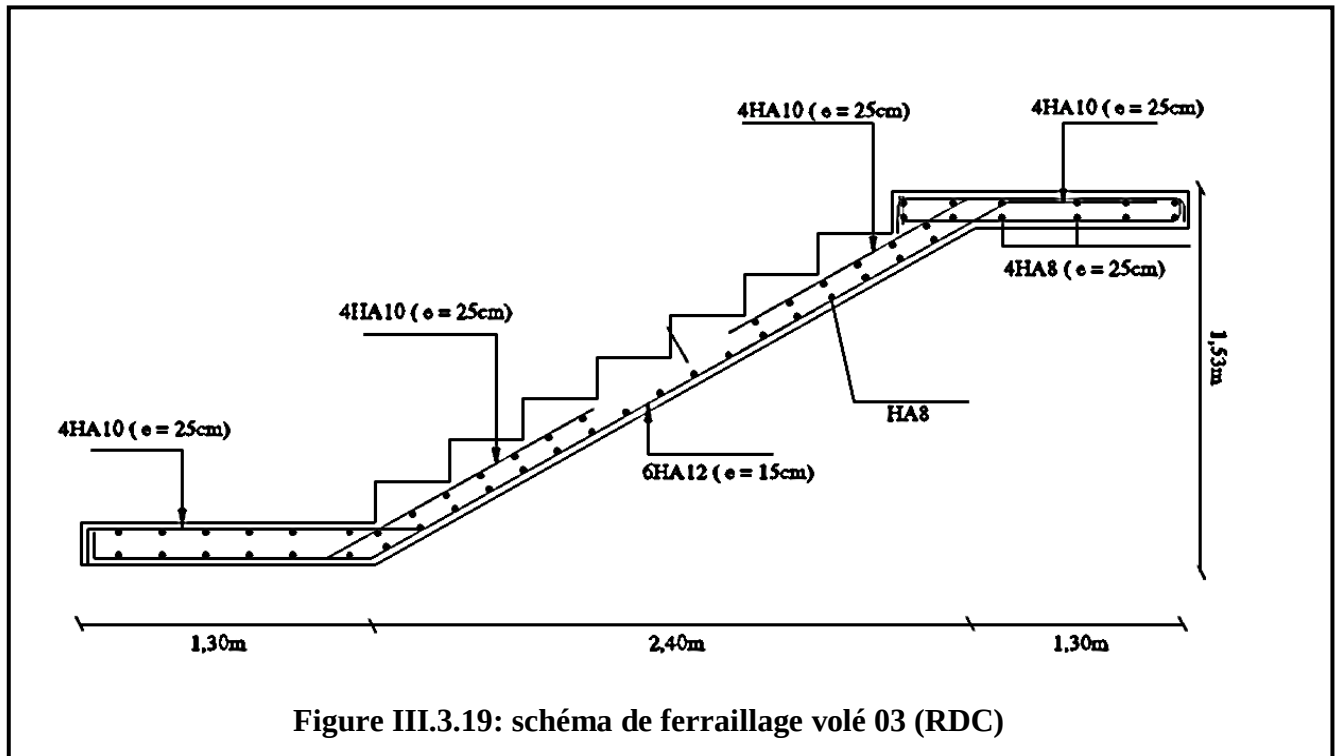


Figure III.3.19: schéma de ferrailage volé 03 (RDC)

III.4.1. calcul de la poutre brisée :

INTRODUCTION :

Les paliers de repos (intermédiaire) reposent sur une poutre rectangulaire de dimension (**bxh**) appelé **poutre brisée**, elle est 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 sa portée max est de 5m.

III.4.1.1. Pré dimensionnement :

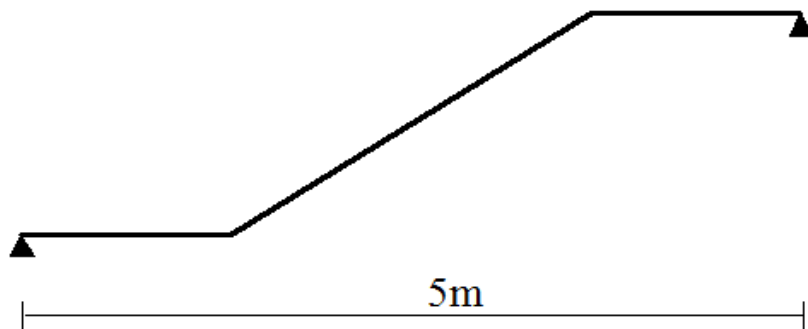


Figure III.4.1.1: schéma statique de la poutre palière.

➤ Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L : longueur de la poutre entre nus d'appuis.

Donc :

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \quad \longrightarrow \quad 33,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_t = 35\text{cm}$

➤ Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 . h_t \leq b \leq 0,7 . h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}.$$

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm}$  On opte pour: **$b = 30\text{cm}$** .

Vérification relative aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{ht}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4$  **C.V**

D'après les exigences du **RPA**, notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = (25×30) cm^2

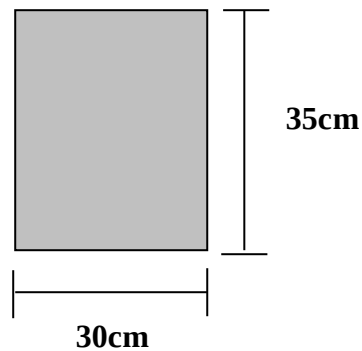


Figure III.4.1.2: schéma représente les dimensions de la poutre

III.4.1.2. Détermination des charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN / ml.}$
- Réaction de palier à l'ELU : $R_B^u = 50,03 \text{ KN / ml.}$
- Réaction de palier à l'ELS : $R_B^s = 36,37 \text{ KN / ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN / ml.}$

III.4.2.1. combinaison de charges:

❖ **E.L.U :**

$$q_u = (1,35 G + R_B^u) = (1,35 \times 2,625 + 50,03) = 53,57 \text{ KN/ml .}$$

❖ **E.L.S :**

$$q_s = (G + R_B^s) = (2,625 + 36,37) = 38,99 \text{ KN/ml .}$$

III.4.1.3. calcul à l'ELU :

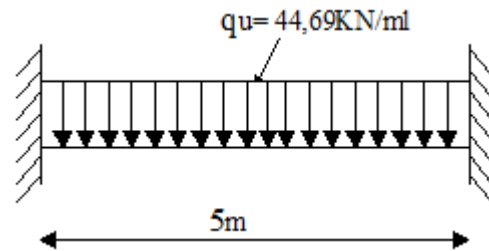


Figure III.4.1.3: schéma statique pour le calcul à l'ELU

✚ Calcul les efforts internes :

Effort tranchant :

$$\text{On a : } R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{53,57 \times 5}{2} = 133,925 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 133,925 \text{ KN.}$$

$$T_x = -53,57x + 133,925$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T_x = 133,925 \text{ KN.} \\ x = 5 \text{ m} & \Rightarrow T_x = -133,925 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{53,57 \times 5^2}{8} = 167,41 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 167,41 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte des semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3M_0 = -50,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85M_0 = 142,23 \text{ KN.m}$$

III.4.3.2. diagramme des efforts internes à l'ELU :

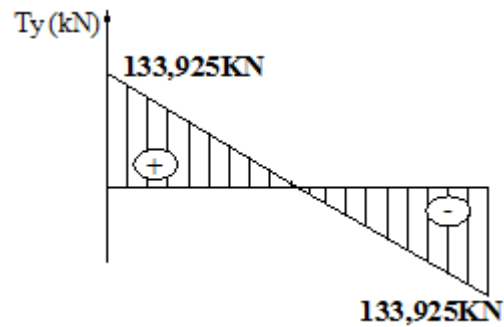


Figure III.4.1.4: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

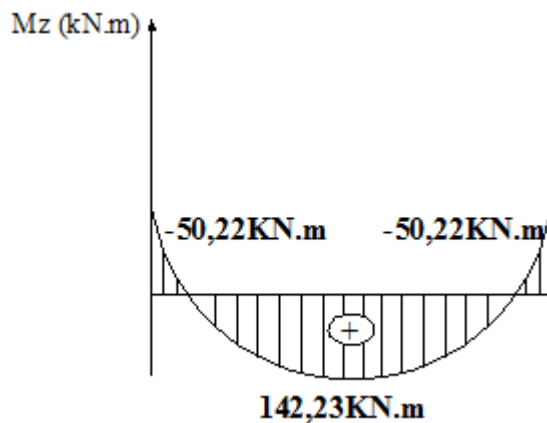


Figure III.4.1.5: diagramme de moment fléchissant après correction à l'ELU

✚ Calcul les armatures :

❖ En travée :

$h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; $d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$; $M_u^t = 142,23\text{KN.m}$.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{142,23 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,326$$

$$\mu_b = 0,326 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\mu_b = 0,326 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,795$$

$$A_p^t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{142,23 \times 10^3}{0,795 \times 32 \times 348} = 16,06\text{cm}^2$$

$$A_p^t = 16,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}20/\text{ml} = 21,99 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$b = 30 \text{ cm}; d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}; M_u^a = -49,68 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{50,22 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,115$$

$$\mu_b = 0,115 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\mu_b = 0,115 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,938$$

$$A_p^A = \frac{M_u^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,22 \times 10^3}{0,938 \times 32 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2$$

$$A_p^A = 4,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2$$

III.4.1.4. vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91 modifié 99) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$= \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,59 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_p^t = 21,99 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1,59 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis:

$$A_p^A = 6,78 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1,59 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1.21 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5MPa, 4MPa \} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

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

$V_u^{\max}$: effort tranchant est égale à **133,925KN** (calculée)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{133,925 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{1,395MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{1,395MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.313 BAEL91 modifié 99) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 30 \times 0,9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = \mathbf{576KN}$$

$$V_u^{\max} = 133,925KN \leq 576KN \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(133,925 - \frac{50,22}{0,9 \times 0,32} \right) \times 10^3 = \mathbf{-1,16cm^2}$$

$$A = 21,99cm^2 > -1,16cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1,3 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à **133,925 KN** (calculée)

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 7 \times 3.14 \times (2) = 43,96 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à **32cm**

$$\tau_{se} = \frac{133,925 \times 10}{0.9 \times 32 \times 43,96} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Remarque :

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1,23 BAEL 91 modifié 99) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{2,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

$$l_s = 70,55 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0,4l_s = 0,4 \times 70,55 = 28,22\text{cm}$

Donc : $l_c = 28,22\text{cm}$.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL 91 modifié 99**)

$$\phi_t \leq \min(\phi_l, \frac{b}{10}, \frac{h}{35})$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min(1,6 ; \frac{30}{10} ; \frac{35}{35}) = \min(1,6 ; 3 ; 1) = 1\text{cm} = 10\text{mm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$ on adopte pour : **4HA8/ml = 2,01 cm² (cadre et étrier)**

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7,5.2.2)** on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale :**

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30) = \min(\frac{35}{4} ; (12 \cdot 1) ; 30) = 8,75\text{mm}$$

Soit : **$S_t = 8\text{cm}$**

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **c) Calcul de la section min :**

$$A_{\min} \geq 0,003S_t b \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 30} = 22,23\text{cm}$$

Soit : **$S_t = 20\text{cm}$**

III.4.5. calcul à l'ELS :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{38,99 \times 5}{2} = 97,5 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 97,5 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow T_x = 97,5 \text{ KN.} \\ x = 5 \text{ m} & \rightarrow T_x = -97,5 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{38,99 \times 5^2}{8} = 121,84 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 121,84 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte des semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3M_0 = -36,552 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85M_0 = 103,56 \text{ KN.m}$$

III.4.5.1. diagrammes des efforts internes à l'ELS :

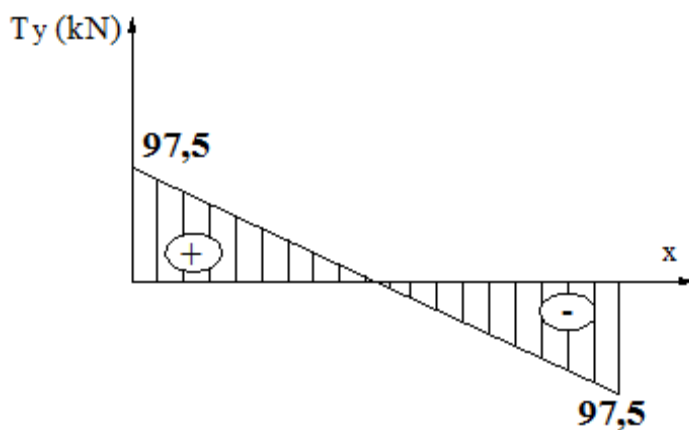


Figure III.4.1.6: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

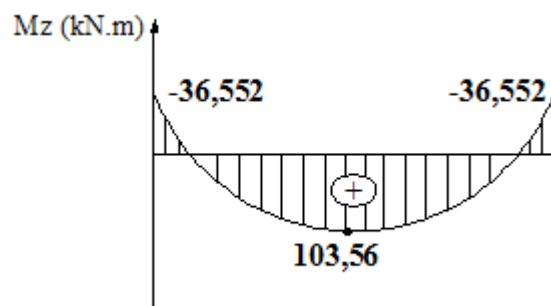


**Figure III.4.1.7: diagramme de moment
fléchissant à l'ELS**

III.4.6. vérification à l'ELS :

III.4.6.1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91 modifié 99)

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

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

Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{30 \times 32} = \mathbf{0,706}$$

$$\rho_1 = 0,706 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,877 \\ K_1 = 25,65 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{36,552 \times 10^3}{6,78 \times 0,877 \times 32} = \mathbf{192,10 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{192,10 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,039 \times 192,10 = \mathbf{7,49 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7,49 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 21,99}{30 \times 32} = \mathbf{2,29} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,815 \\ K = \frac{1}{12,03} = 0,083 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{103,56 \times 10^3}{21,99 \times 0,815 \times 32} = \mathbf{180,57 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 180,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,083 \times 180,57 = 14,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{21,99}{30 \times 32} \times 100 = 2,29$$

$$\rho_1 = 2,29 \Rightarrow k_1 = 12,03 \text{ et } \beta_1 = 0,815$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{103,56 \times 10^3}{0,815 \times 32 \times 21,99}$$

$$\sigma_{st} = 180,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 180,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche : (Art B.6.5,2 BAEL 91 modifié 99)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_t}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{500} = 0,07.$$

$$\frac{1}{16} = 0,062.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition 01 Vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{A_t}{b.d} = \frac{21,99}{30 \times 32} = \mathbf{0.023}.$$

$$\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = \mathbf{0.0105}.$$

$$\frac{A_t}{b.d} > \frac{4,2}{f_e}$$



Condition 02 Non Vérifiée.

$$\bullet \quad \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{103,56}{10 \times 121,84} = \mathbf{0.085}.$$

$$\mathbf{M_0 = 121,84 \text{ KN.m}}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{500} = \mathbf{0.07}.$$

$$\frac{h}{L} < \frac{M_t}{10.M_0}$$



Condition 03 Non Vérifiée.

Conclusion :

Vu que les deux conditions ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} : \text{La flèche admissible } \frac{500}{500} = \mathbf{1cm}$$

E_v : module de déformation différée

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

I_v : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c_2)^2$$

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

B_0 : section homogénéisée

S_{xx} : Moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section

$$V_1 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15A_t}$$

$$V_1 = \frac{30 \times \frac{35^2}{2} + 15 \times 21,99 \times 32}{30 \times 35 + 15 \times 21,99} = \mathbf{20,97cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 20,97 = \mathbf{14,03cm.}$$

$$I_v = \frac{30}{3} (20,97^3 + 14,03^3) + 15 \times 21,99 (14,03 - 3)^2$$

$$\mathbf{I_v = 159960,30cm^4}$$

Calcul des coefficients :

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_t}{b d} = \frac{21,99}{30 \times 32} = \mathbf{0,023}$$

$$\rho = \mathbf{0,023}$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{103,56 \times 10^3}{0,973 \times 32 \times 21,99}$$

$$\sigma_s = \mathbf{151,25Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 30}{30}) \times 0,023} = \mathbf{0,913}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \mathbf{0,365}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,89; 0\} = \mathbf{0,89}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_v}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 159960,30}{1 + 0,365 \times 0,89} = \mathbf{132812,26m^4}$$

$$f = \frac{103,56 \times 10^7 \times 5^2}{10818,86 \times 10 \times 132812,26} = \mathbf{0,14cm}$$

$$\mathbf{f = 0,14cm}$$

$$f = 0,14cm < \bar{f} = 1cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

$$f = \frac{103,56 \times 5^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 159960,30} = \mathbf{1,50cm}$$

$$f = 1,50cm > \bar{f} = 1cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Condition\ non\ vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, le ferrailage obtenu est :

En travées : 7HA20/ml = 21,99cm²

Aux appuis : 6HA12/ml = 6,78cm²

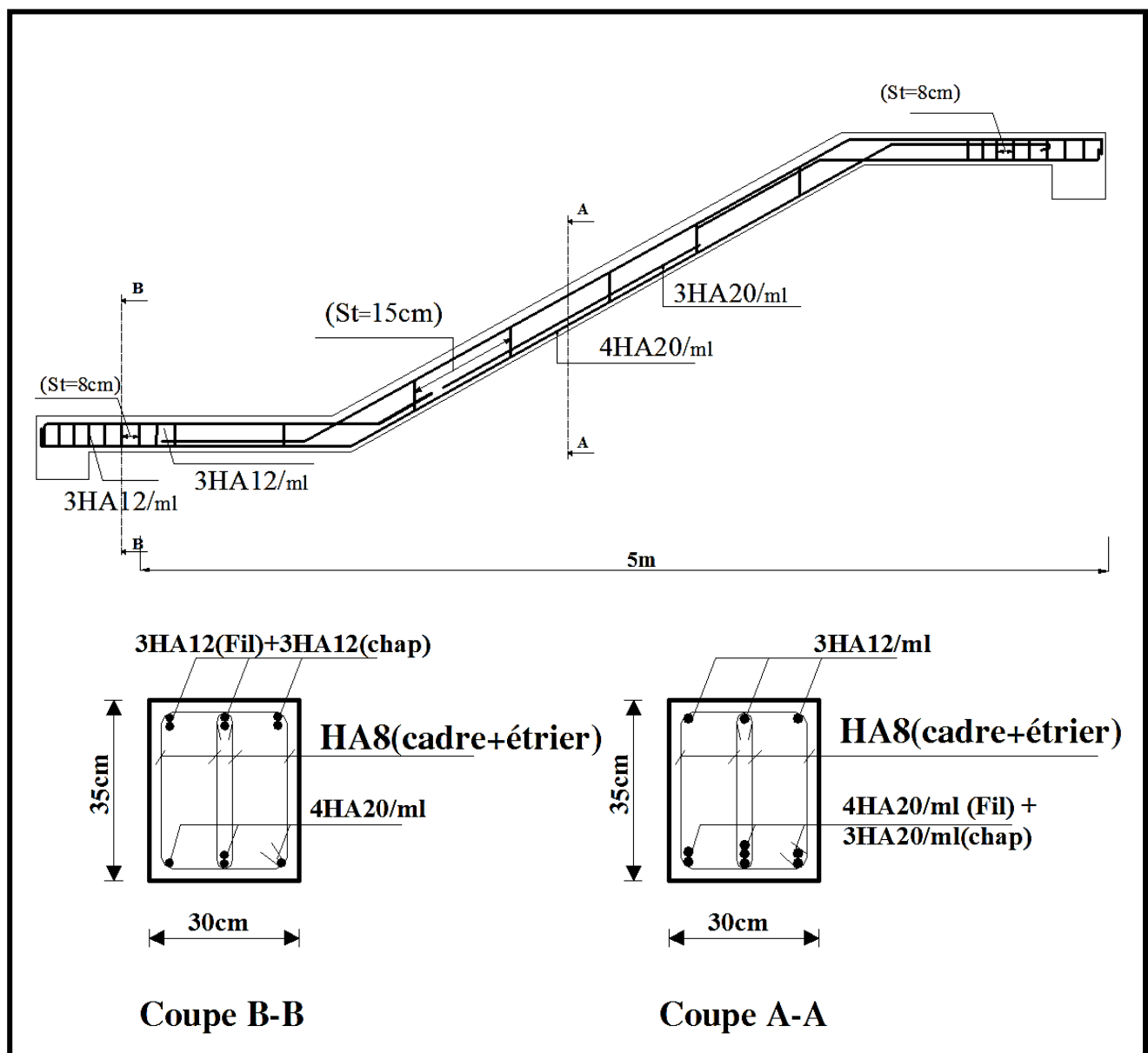


Figure III.4.1.8: schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4.2. calcul de la poutre palière :

III.4.2.1. Pré dimensionnement :

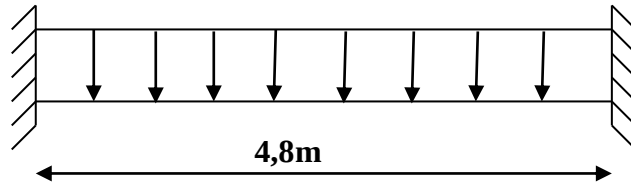


Figure III.4.2.1: schéma statique de la poutre palière.

➤ Hauteur :

la hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L : longueur de la poutre entre nus d'appuis.

Donc :

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \quad \Rightarrow \quad 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_t = 35\text{cm}$

➤ Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \quad \text{d'où :} \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$$

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm}$ $\Rightarrow$ On opte pour: $b = 30 \text{ cm.}$

Vérification relative aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{ht}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$

D'après les exigences du **RPA**, notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

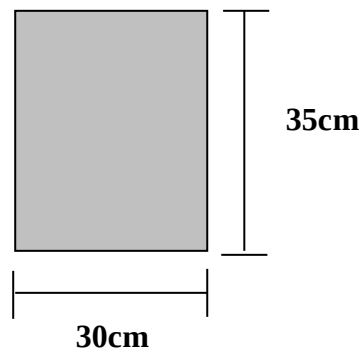


Figure III.4.2.2: schéma représente les dimensions de la poutre

III.4.2.2. Détermination des charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN / ml.}$
- Réaction de palier à l'ELU : $R_B^u = 50,03 \text{ KN / ml.}$
- Réaction de palier à l'ELS : $R_B^s = 36,37 \text{ KN / ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN / ml.}$

III.5.2.1. combinaison de charges:

❖ E.L.U :

$$q_u = (1,35 G + R_B^u) = (1,35 \times 2,625 + 50,03) = 53,57 \text{ KN/ml .}$$

❖ E.L.S :

$$q_s = (G + R_B^s) = (2,625 + 36,37) = 38,99 \text{ KN/ml .}$$

III.4.2.3. calcul à l'ELU :

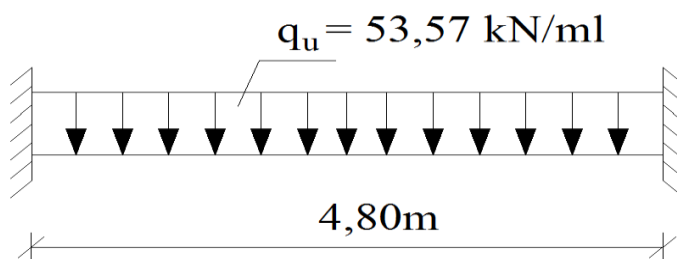


Figure III.4.2.3: schéma statique pour le calcul à l'ELU

III.5.3.1. calcul les efforts internes :

❖ Effort tranchant :

$$\text{On a : } R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{53,57 \times 4,8}{2} = 128,57 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 128,57 \text{ KN.}$$

$$T_x = -52,99x + 127,18$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow T_x = 128,57 \text{ KN.} \\ x = 5 \text{ m} & \rightarrow T_x = -128,57 \text{ KN.} \end{cases}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{53,57 \times 4,80^2}{8} = 154,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 154,28 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte des semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3M_0 = -46,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85M_0 = 131,14 \text{ KN.m}$$

III.5.3.2. diagramme des efforts internes à l'ELU :

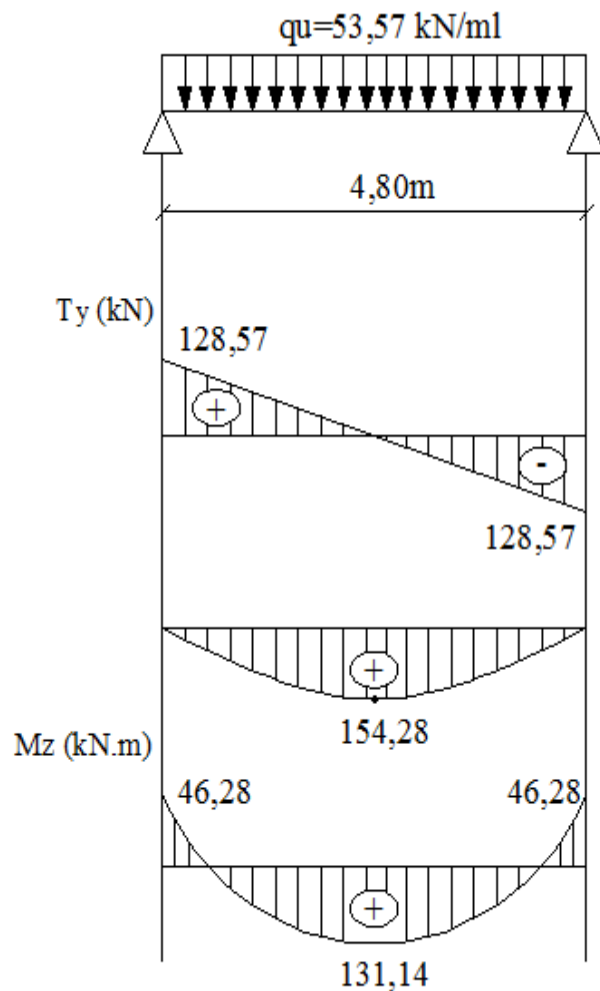


Figure III.4.2.4: diagramme des efforts tranchant
et des moments fléchissant à l'ELU

III.5.3.3. calcul les armatures :

❖ En travée :

$h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$; $M_u^t = 131,14 \text{ kN.m}$.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{131,14 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,300$$

$$\mu_b = 0,300 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\mu_b = 0,300 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,816$$

$$A_{p^t} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{131,14 \times 10^3}{0,816 \times 32 \times 348} = 14,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{p^t} = 14,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA16} + 3\text{HA16/ml} = 10,05 + 6,03 = 16,08 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$b = 30 \text{ cm}; d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}; M_u^a = -46,28 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{46,28 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,106$$

$$\mu_b = 0,106 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\mu_b = 0,106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,944$$

$$A_{p^A} = \frac{M_u^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46,28 \times 10^3}{0,944 \times 32 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{p^A} = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA12/ml} = 6,78 \text{ cm}^2$$

III.5.4. vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91 modifié 99) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$= \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_{p^t} = 16,08 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis:

$$A_{p^A} = 6,78 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1.21 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5MPa, 4MPa \} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5MPa$$

$V_u^{\max}$: effort tranchant est égale à **132,47KN** (calculée)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{128,57 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,34MPa$$

$$\tau_u = 1,34MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.313 BAEL91 modifié 99) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 30 \times 0,9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 576KN$$

$$V_u^{\max} = 576KN > 480 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(128,57 - \frac{46,28}{0,9 \times 0,32} \right) \times 10^3 = -0,92cm^2$$

$$A = 16,08cm^2 > -0,92cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1,3 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à **128,57 KN** (calculée)

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 8 \times 3.14 \times (1.6) = 40,19 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à **32cm**

$$\tau_{se} = \frac{128,57 \times 10}{0.9 \times 32 \times 40,19} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Remarque :

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1,23 BAEL 91 modifié 99) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

$$L_s = 56,44 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0,4l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,58\text{cm}$

Donc : $L_c = 22,58\text{cm}$.

➤ **Calcul les armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL 91 modifié 99**)

$$\phi_t \leq \min(\phi_l, \frac{b}{10}, \frac{h}{35})$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min(1,6 ; \frac{25}{10} ; \frac{35}{35}) = \min(1,6 ; 2,5 ; 1) = \mathbf{1\text{cm} = 10\text{mm}}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$ on adopte pour : **4HA8/ml = 2,01 cm²** (cadre et étrier)

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7,5.2.2)** on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale :**

$$l' = 2h = 2 \times 35 = \mathbf{70\text{cm}}$$

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30) = \min(\frac{35}{4} ; (12 \cdot 1,6) ; 30) = \mathbf{8,75\text{mm}}$$

Soit : **$S_t = 10\text{cm}$**

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{S_t = 17\text{cm}}$$

➤ **c) Calcul de la section min :**

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 17 \times 30 = \mathbf{1,53\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{2,01\text{ cm}^2 > 1,27\text{cm}^2} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

III.5.5. calcul à l'ELS :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{38,99 \times 4,80}{2} = \mathbf{93,58\text{ KN.}}$$

$$R_A = R_B = 93,58 \text{ kN.}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow T_x = 93,58 \text{ kN.} \\ x = 5 \text{ m} & \rightarrow T_x = -93,58 \text{ kN} \end{cases}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{38,99 \times 4,80^2}{8} = 112,29 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = 112,29 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte des semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3M_0 = -33,69 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85M_0 = 95,45 \text{ kN.m}$$

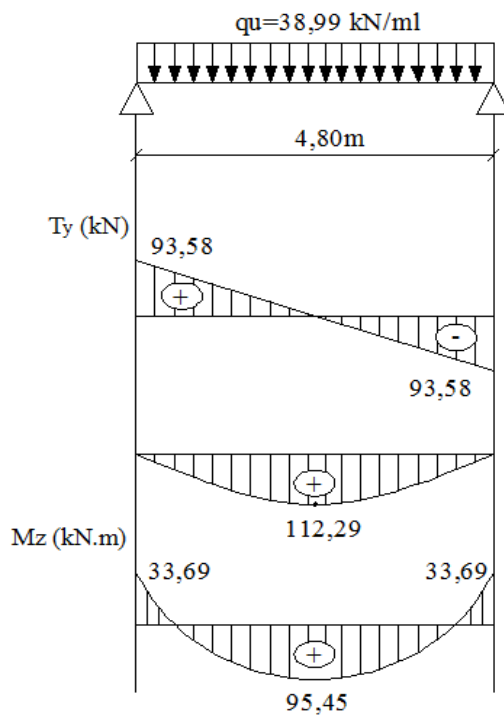


Figure III.4.2.5: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.5.1. vérification à l'ELS :

III.5.1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91 modifié 99)

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

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

Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{30 \times 32} = \mathbf{0,706}$$

$$\rho_1 = 0,706 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,869 \\ K_1 = 23,17 \\ K = 0,043 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{33,69 \times 10^3}{6,78 \times 0,869 \times 32} = \mathbf{191,74 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{191,74 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,043 \times 191,74 = \mathbf{8,24 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8,24 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 16,08}{30 \times 32} = \mathbf{1,675} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,833 \\ K = \frac{1}{14,94} = 0,067 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{95,45 \times 10^3}{16,08 \times 0,833 \times 32} = \mathbf{222,69 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{222,69 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,067 \times 222,69 = \mathbf{14,92 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{14,92 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 14,92 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

➤ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 32} \times 100 = 0,211$$

$$\rho_1 = 0,211 \Rightarrow k_1 = 52,57 \text{ et } \beta_1 = 0,926$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{33,69 \times 10^6}{0,926 \times 320 \times 678}$$

$$\sigma_{st} = 167,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.5.5.2. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche):

Les conditions à vérifier au préalable sont :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{480} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{480} = 0,073 < \frac{95,45}{10 \times 112,29} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$
- c) $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{16,08}{30 \times 32} = 0,0167 > \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$

Deux conditions qui ne sont pas vérifiées.

Etant donné que deux conditions sur trois ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$M_{ts} = 95,45 \text{ KN.m}$$

E_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

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

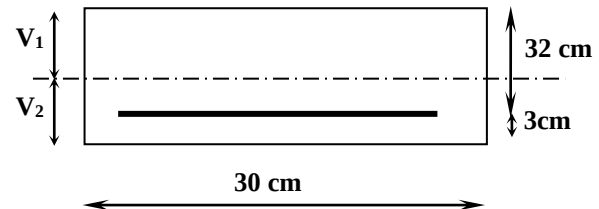
I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

S_{xx'} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$



$$S_{xx'} = \frac{30 \times (35)^2}{2} + (15 \times 16,08 \times 32) = 26093,4 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx'} = 26093,4 \text{ cm}^3$$

B₀ : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (30 \times 35) + (15 \times 16,08) = 1291,2 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1291,2 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{26093,4}{1291,2} = 20,21 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 35 - 20,21 = 14,79 \text{ cm}$$

$$V_1 = 20,21 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = 14,79 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} \times ((20,21)^3 + (14,79)^3) + 15 \times 16,08 \times (14,79 - 3)^2 = 416523,81 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 416523,81 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{16,08}{30 \times 32} = \mathbf{0,017}$$

$$\rho = \mathbf{0,017}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{95,45 \times 10^3}{0,977 \times 32 \times 16,08}$$

$$\sigma_s = \mathbf{189,87 \text{ Mpa}}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 30}{30}) \times 0,017} = \mathbf{1,24}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \mathbf{0,496}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,76 ; 0 \} = \mathbf{0,76}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 416523,81}{1 + 0,496 \times 0,76} = \mathbf{332744,73 \text{ m}^4}$$

$$f = \frac{95,45 \times 10^7 \times (4,80)^2}{10818,86 \times 10 \times 332744,33} = \mathbf{0,611 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{f = 0,611 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = \mathbf{0,96 \text{ cm}}$$

$$\bar{\bar{f}} = \mathbf{0,96 \text{ cm}}$$

$$f = 0,611 \text{ cm} < \bar{\bar{f}} = 0,96 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

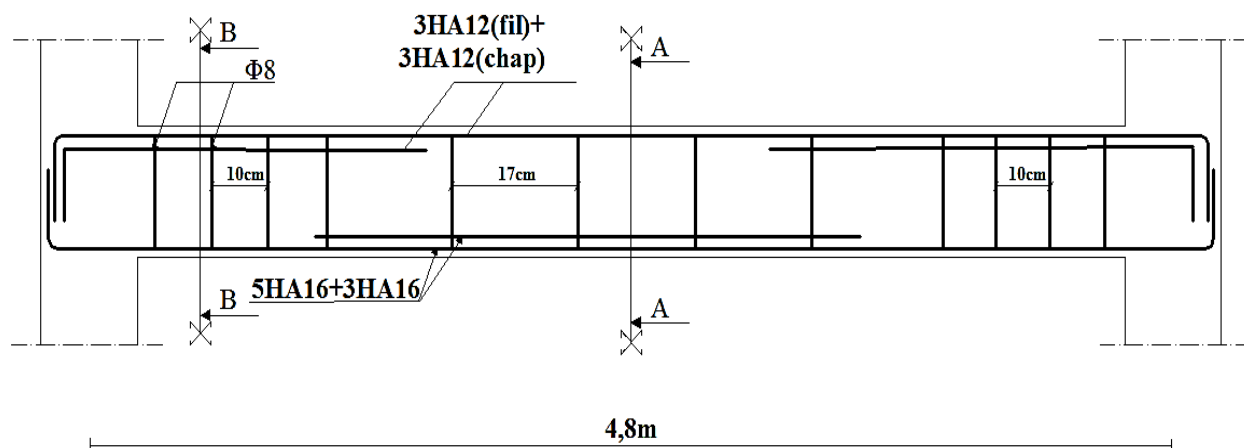
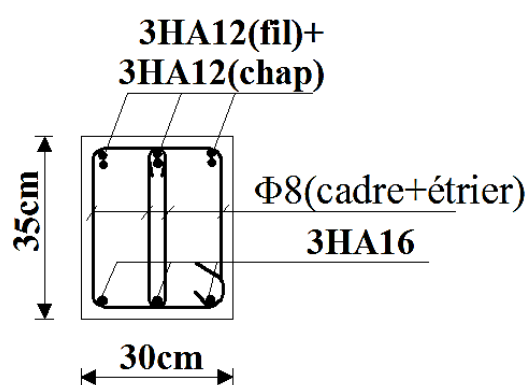
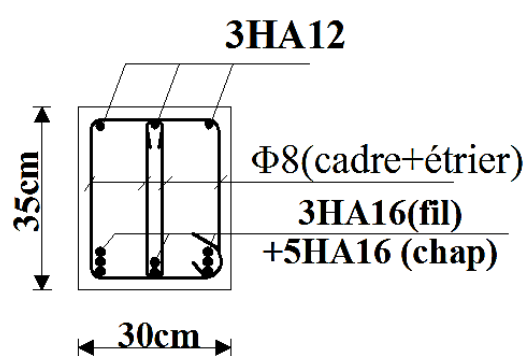


Figure III.4.2.6: schéma de ferrailage de la poutre palière



Coupe B-B



Coupe A-A

Figure III.4.2.7: schéma représente la coupe A-A et la coupe B-B

III.5. calculs des planchers :

Les planchers sont des aires planes limitent les étages et supportent les revêtements, les charges et les surcharges, ils supportent et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges. Notre bâtiment est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur 16cm avec 4cm de la dalle de compression. Dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

La structure comporte 03 types du plancher (plancher à usage habitation ; plancher à usage service et plancher à usage commerce). L'étude se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour :

- plancher étage courant ;
- plancher terrasse.

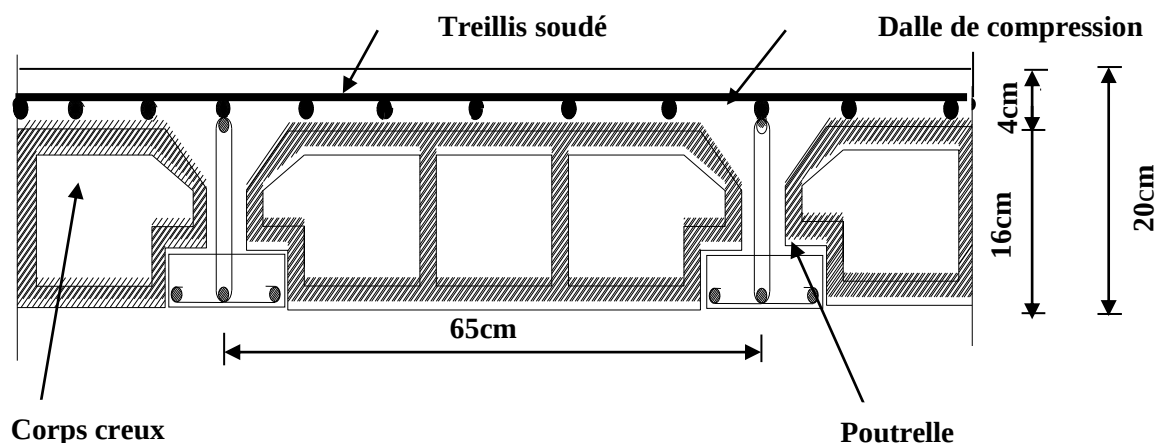


Figure III.5.1: coupe de plancher en corps creux

❖ Plancher en corps creux:

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme un coffrage perdu et comme un isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (**fe 520**).

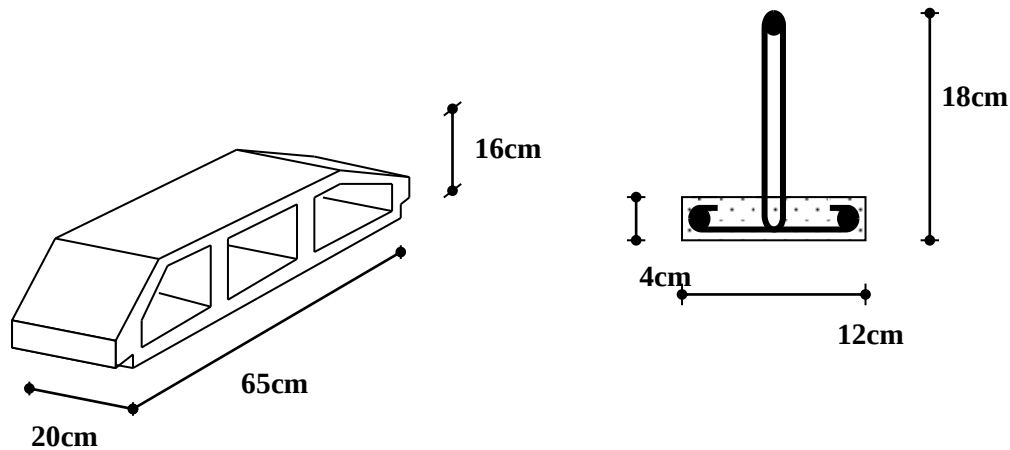


Figure III.5.2: schéma corps creux représente les dimensions de l'acrotère et la poutrelle

III.5.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

-**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

-**20 cm** pour les barres $\perp$ aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7\text{cm}^2$; avec un espacement de 15 cm (**St = 15cm**)

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85\text{cm}^2$$

Soit $A_{\text{st}} = 6\phi 6 = 1,7\text{cm}^2$; avec un espacement de 15 cm. ($S_t = 15\text{cm}$)

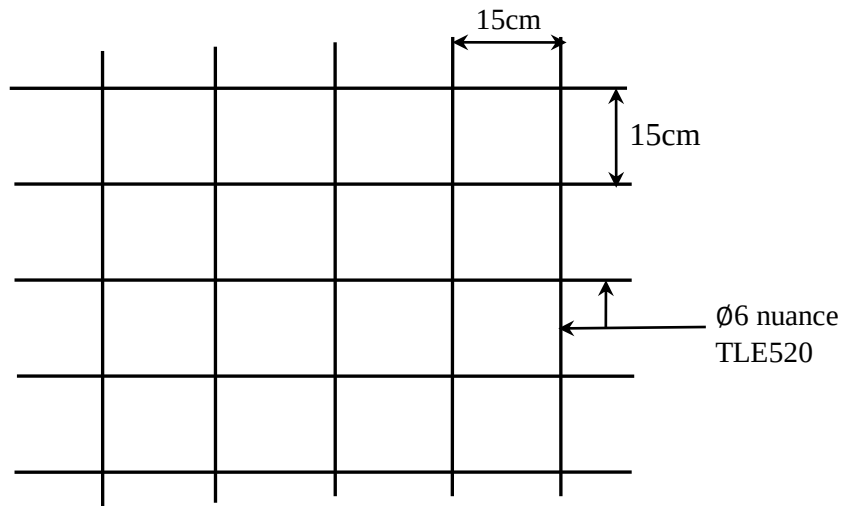


Figure III.5.3: Treillis soudées de $15 \times 15 \text{ cm}^2$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (5x150x150) mm⁴.

III.5.2. Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, elles sont disposées parallèlement à la petite portée et disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis. Leurs calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

1^{er} étape : Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter les charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12\text{KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{KN/ml}$
 $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{KN/ml}.$
- Poids propre de l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 1\text{KN/ml}.$

Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour la travée la plus défavorable dans notre cas
(**l=4,8m**)

La combinaison de charge :

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

$$q_u = 1,35 \times 0,72 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

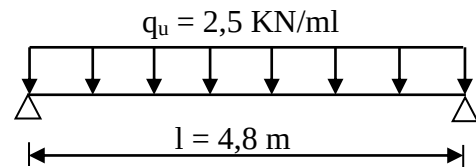


Figure III.5.4:Schéma statique de la travée la plus défavorable

➤ Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,8^2}{8} = 7,2 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,8}{2} = 6 \text{ KN}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_t = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{7,2 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 10,56 > \mu_\ell = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression

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

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

Poids propre du plancher : voir chapitre II

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes : $G = 6,05 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

Charges permanentes : $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher étage de service et S/Sol :**

Charges permanentes : $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher RDC (commerce) :**

Charges permanentes : $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

On s'intéressera au plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du RDC

A ce stade, la poutrelle doit reprendre :

- Son poids propre : $= 0,12 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre de plancher: $5,28 \times 0,60 = 3,168 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation : $5 \times 0,60 = 3 \text{ KN/ml}$

Les types de poutrelles :

On distingue 2 types de poutrelles :

- Poutrelle type (01) à 3 travées :

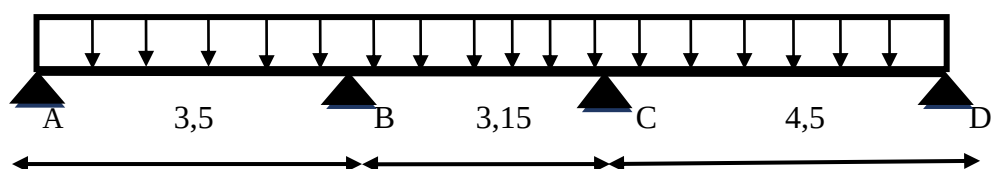


Figure III.5.5: schéma statique d'une poutrelle à 03 travées à gauche

➤ Poutrelle type (02) à 3 travées :

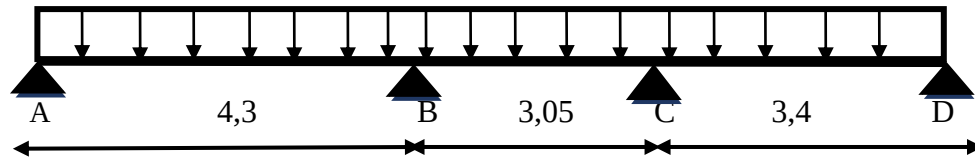


Figure III.5.6: schéma statique d'une poutre à 03 travées à droite

➤ Poutrelle type (03) à 7 travées :

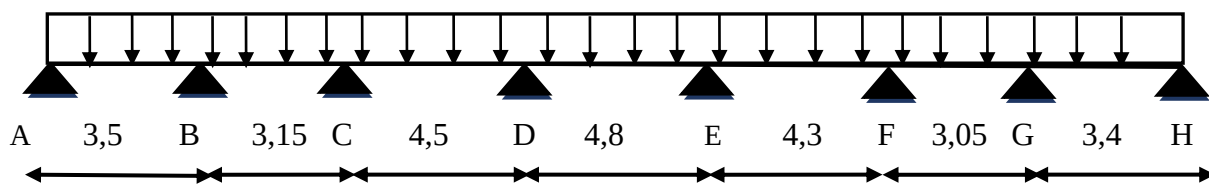


Figure II.5.7: schéma statique d'une poutre à 07 travées

Calcul de la table de compression :

$h = 16 + 4 = 20\text{cm}$ (hauteur de la section)

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

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

$d = 20 - 2 = 18\text{cm}$ (hauteur utile)

$h_o = 4\text{cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

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

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle

$$L_1 = 480\text{cm} = 4,8\text{m}$$

Largeur efficace (b_1) :

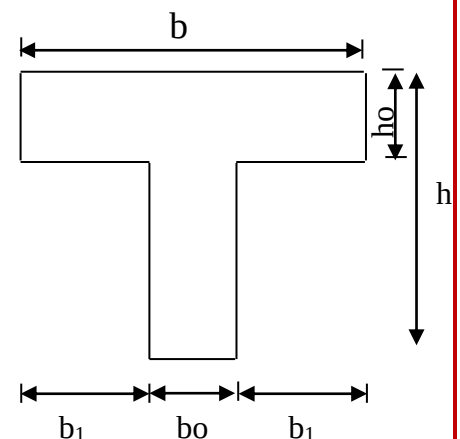


Figure III.5.8: représentation de la section de la poutrelle

(Article A.4.1, 3 / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b) :

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

$$b_1 \leq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

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

$$b = \min \{ 26,5 ; 48 ; 146,67 \}$$

On prend **b** = 26.5 cm

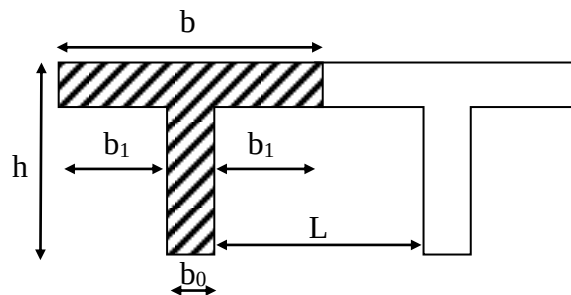


Figure III.5.9: section de la poutrelle après le coulage de la dalle de compression

2.3. Choix de la méthode de calcul :

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

- **Méthode forfaitaire ;**

- **Méthode de Caquot ;**
- **Méthode des trois moments.**

Méthode forfaitaire :

5.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

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

$$2G = 2 \times 5,48 = 10,96 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \text{ KN/ml} \leq 2G = 10,96 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow \text{C.V}$

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{315} = 1,11$$

$$\Rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{315}{450} = 0,7$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow \text{C.V}$

Conclusion :

Vu que la troisième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, alors cette méthode n'est pas recommandée dans notre cas, donc on propose pour le calcul des moments : **la méthode des trois moments.**

5.3.2. Principe de la méthode des trois moments :

La méthode dite « théorème des trois moments ou théorèmes de CLAPEYRON »

elle est basée sur la résolution d'un système des équations, afin d'obtenir les moments en appuis ensuite en travées.





Figure III.5.10: principe de la méthode des trois moments

$$L_i M_A + 2(L_{i+1} + L_i) M_B + L_{i+1} M_C = -6EI (\theta_g + \theta_d) = \frac{q}{4} (L_i^3 + L_{i+1}^3)$$

M_A , M_B et M_C : Les moments en appuis.

L_i , L_{i+1} : Les travées de la poutre.

θ_g ; θ_d : Les rotations au niveau des appuis (gauche et droite).

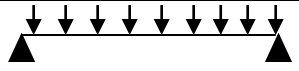
$-6EI \theta_g$	Schéma statique	$-6EI \theta_d$
$- q L^3/4$		$- q L^3/4$

Tableau III.5.1: Valeurs des rotations à droite et à gauche de l'appui.

Détermination des réactions :

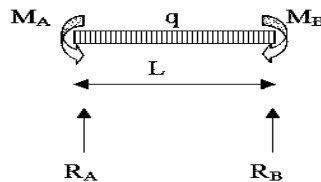


Figure III.5.11: schéma statique pour la détermination des réactions

✓ Réactions dues aux moments :

M_A et $M_B < 0$

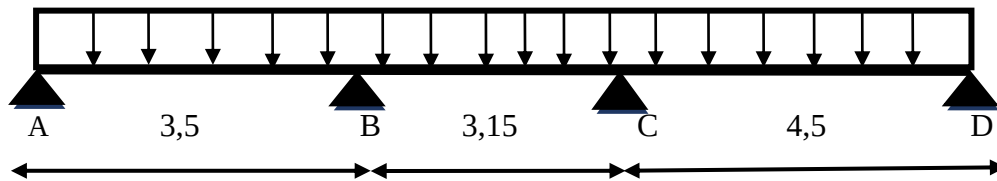
$$R_A = \frac{M_A - M_B}{L} \quad \text{et} \quad R_B = \frac{M_B - M_A}{L}$$

✓ Réactions dues à la charge répartie :

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2}$$

5.3.3. Application de la méthode des trois moments :

Type (01) : Poutrelle à 3 travées :



➤ **Calcul les moments :**

A. La combinaison de charge:

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$1,35 \times (0,12 + 3,168) + 1,5 \times 3 = 8,939 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$= (0,12 + 3,168) + 3 = 6,288 \text{ KN/ml}$$

B. Les moments isostatiques :

$$M_{0AB} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 8,939 \times \frac{3,5^2}{8} = 13,688 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 8,939 \times \frac{3,15^2}{8} = 11,087 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 8,939 \times \frac{4,5^2}{8} = 22,627 \text{ KN.m}$$

C. Les moments aux appuis :

Les appuis sont considérés comme partiellement encastrés :

- **Appui A :** $M_A = -0,2M_{0AB} = -0,2 \times 13,688 = -2,738 \text{ KN.m}$
- **Appui D :** $M_D = -0,2M_{0CD} = -0,2 \times 22,627 = -4,525 \text{ KN.m}$
- **Appui B :** $3,5M_A + 2M_B(3,15 + 3,5) + 3,15M_C = \frac{-8,939}{4} \times (3,5^3 + 3,15^3)$
- **Appui C :** $3,15M_B + 2M_C(4,5 + 3,15) + 4,5M_D = \frac{-8,939}{4} \times (4,5^3 + 3,15^3)$

✓ Les équations obtenues :

$$3,5 \times (-2,738) + 13,3M_B + 3,15M_C = -165,660$$

$$3,15M_B + 15,3M_C + 4,5 \times (-4,525) = -273,485$$

$$\text{Donc : } 13,3M_B + 3,15M_C = -156,081$$

$$3,15M_B + 15,3M_C = -253,123$$

Après résolution des équations on obtient :

$$M_B = -8,218 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -14,852 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis sont :

$$M_A = -2,738 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -8,218 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -14,852 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -4,525 \text{ KN.m}$$

D. Moments et les efforts tranchants :

Méthode des sections :

➤ **Travée AB : $0 \leq x \leq 3,5$**

$$M_f(x) + M_A - R_A \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$$

$$\text{Donc : } M_f(x) = -M_A + R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = -qx + R_A \dots\dots\dots x_{\max} \Rightarrow T(x) = 0$$

$$\text{Donc : } x = R_A / q$$

$$= 14,077 / 8,939 = 1,575 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T(x) = -8,939 x + 14,077$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 14,077 \text{ KN} \\ x = 1,575 \rightarrow T(x) = 0 \text{ kN} \\ x = 3,5 \rightarrow T(x) = -17,209 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -2,738 + 14,077 x - 8,939 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = -2,738 \text{ KN.m} \\ x = 1,575 \rightarrow M_{\max}(x) = 8,347 \text{ KN.m} \\ x = 3,5 \rightarrow M(x) = 8,218 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée BC : $3,5 \leq x \leq 6,65$**

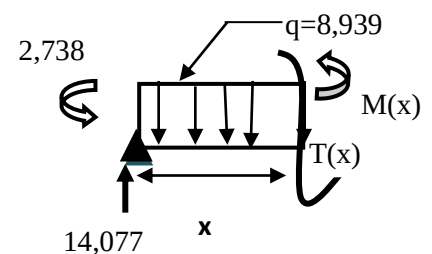


Figure III.5.12: schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée AB à l'ELU

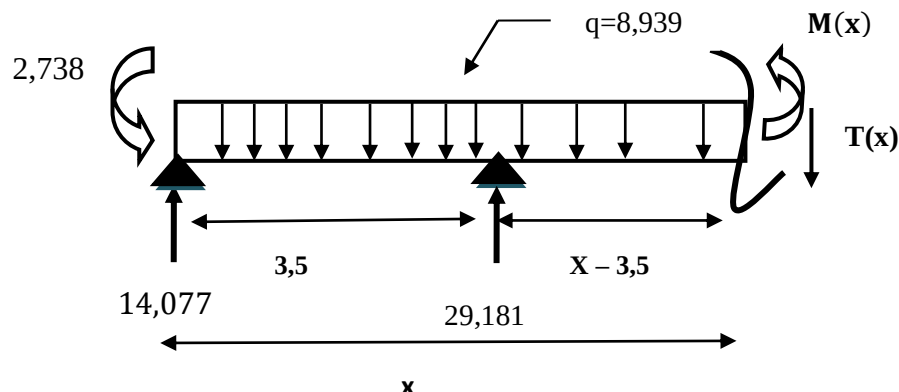


Figure III.5.13: schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée BC à l'ELU

$$M_f(x) + M_A - R_A \cdot x - R_B (x - 3,5) + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$$

$$\text{Donc : } M_f(x) = -M_A + R_A \cdot x + R_B (x - 3,5) - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = -qx + R_A + R_B \dots\dots\dots x_{\max} \quad \Rightarrow \quad T(x)=0$$

$$\text{Donc : } x = \frac{R_A + R_B}{q}$$

$$= (14,077 + 29,181) / 8,939 = \mathbf{4,839 \text{ m}}$$

$$T(x) = -8,939x + 14,077 + 29,181$$

$$\begin{cases} x = 3,5 \rightarrow T(x) = \mathbf{11,972 \text{ KN}} \\ x = 4,839 \rightarrow T(x) = \mathbf{0 \text{ KN}} \\ x = 6,65 \rightarrow T(x) = \mathbf{-16,185 \text{ (KN)}} \end{cases}$$

$$M(x) = -2,738 + 14,077x + 29,181 (x - 3,5) - 8,939 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 3,5 \rightarrow M(x) = \mathbf{-8,218 \text{ KN.m}} \\ x = 4,839 \rightarrow M_{\max}(x) = \mathbf{-0,200 \text{ KN.m}} \\ x = 6,65 \rightarrow M(x) = \mathbf{-14,852 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Travée CD :** $0 \leq x \leq 4,5$

On a : $M_f(x) + M_D - R_D \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$

Donc : $M_f(x) = -M_D + R_D \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$

$T(x) = qx - R_D \dots\dots\dots X_{\max} \Rightarrow T(x)=0$

Donc : $x = R_D / q$

$= 17,817 / 8,939 = 1,993 \text{ m}$

$T(x) = -17,817 + 8,939x$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = -17,817 \text{ KN} \\ x = 1,993 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN} \\ x = 4,5 \rightarrow T(x) = 22,407 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = -4,525 + 17,817 x - 8,939 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = -4,525 \text{ KN.m} \\ x = 1,993 \rightarrow M_{\max}(x) = 13,232 \text{ KN.m} \\ x = 4,5 \rightarrow M(x) = -14,852 \text{ KN.m} \end{cases}$$

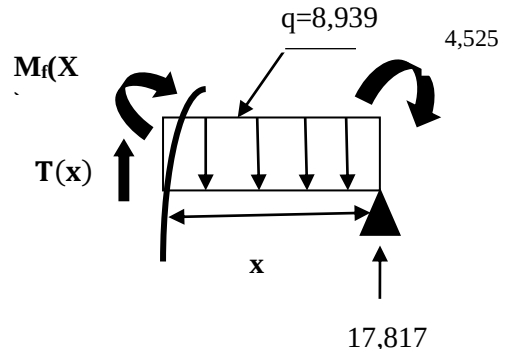
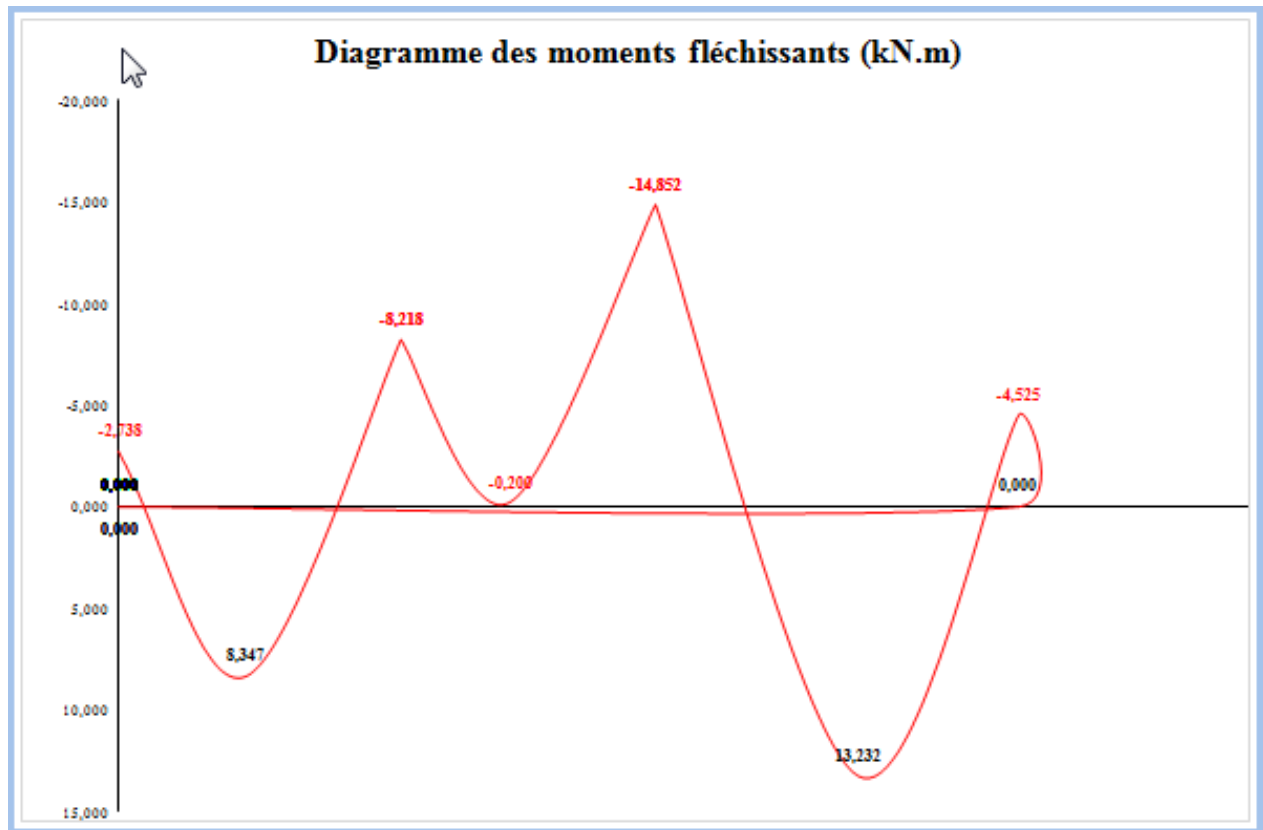
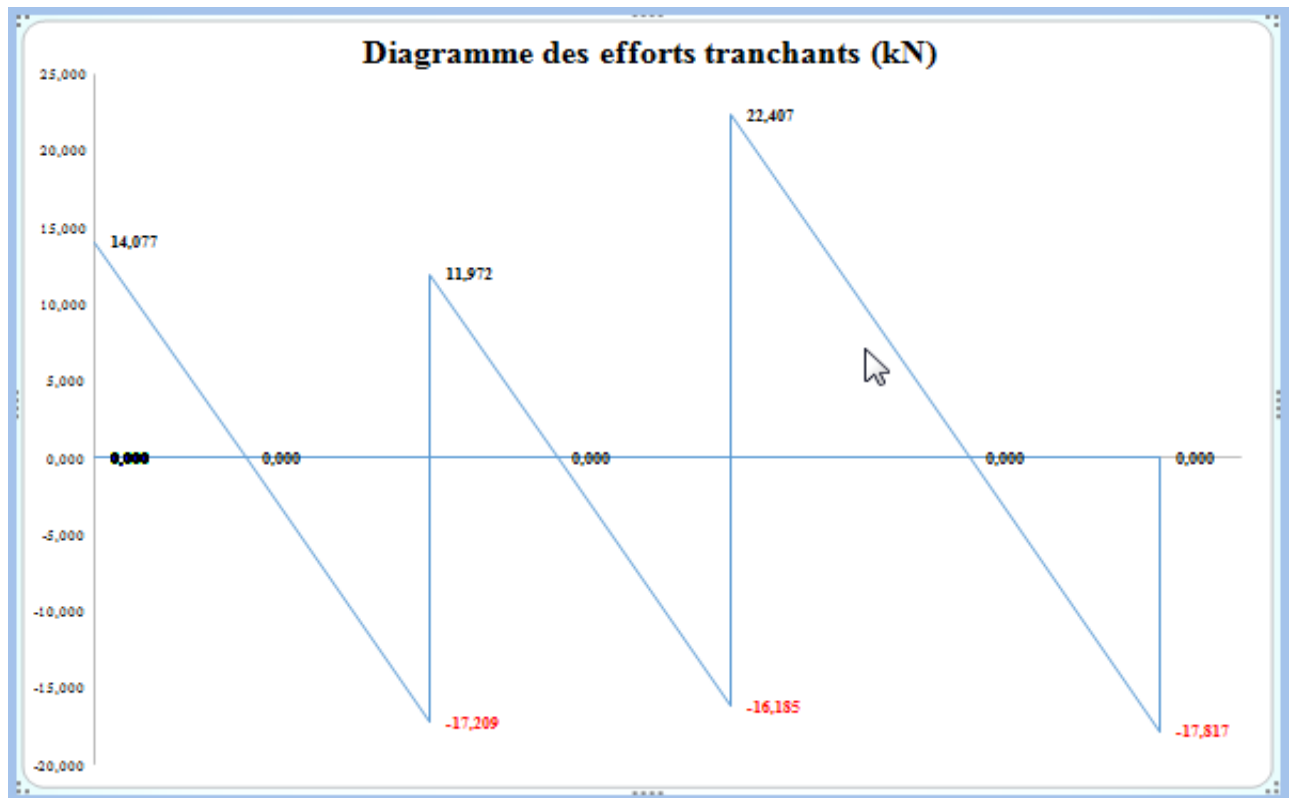


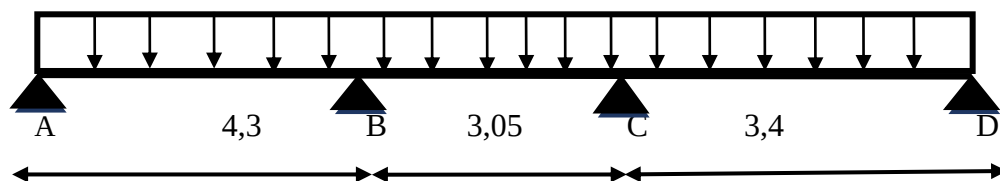
Figure III.5.14: schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée CD à l'ELU



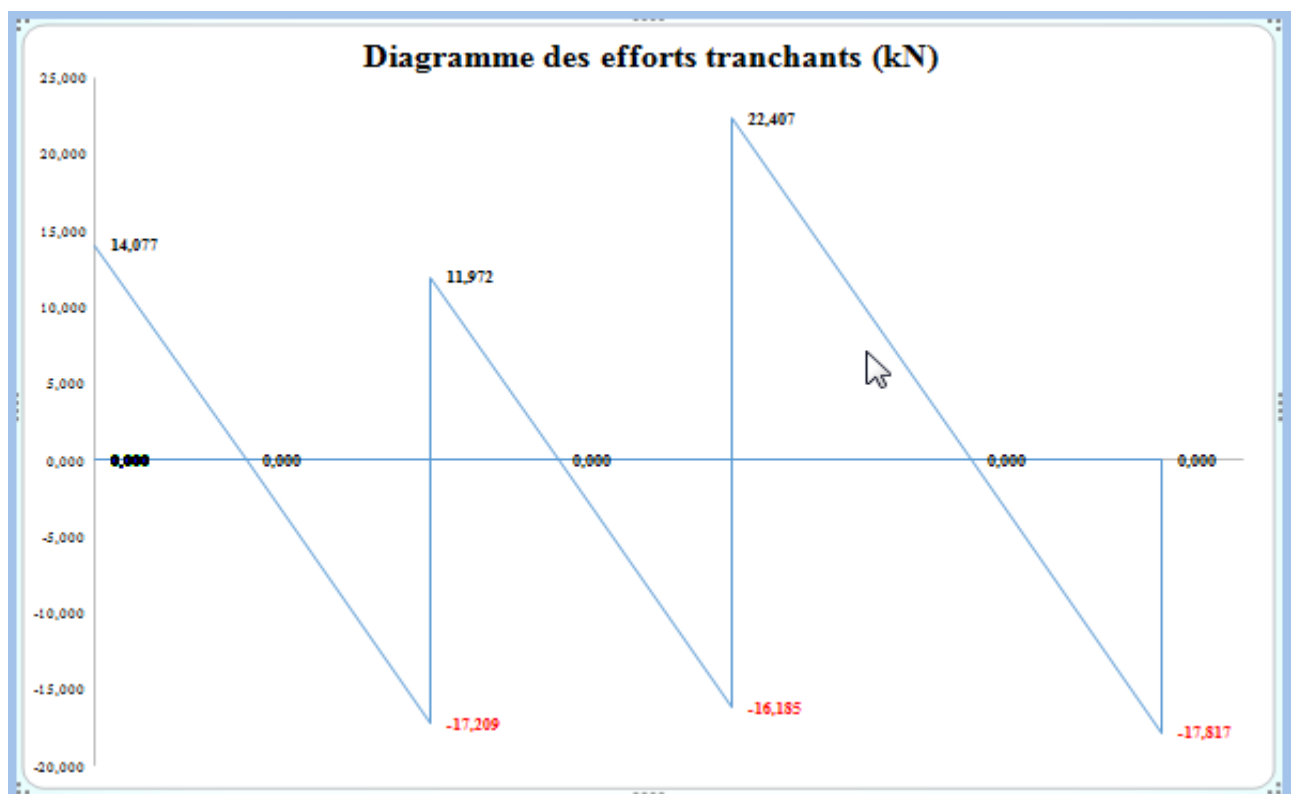
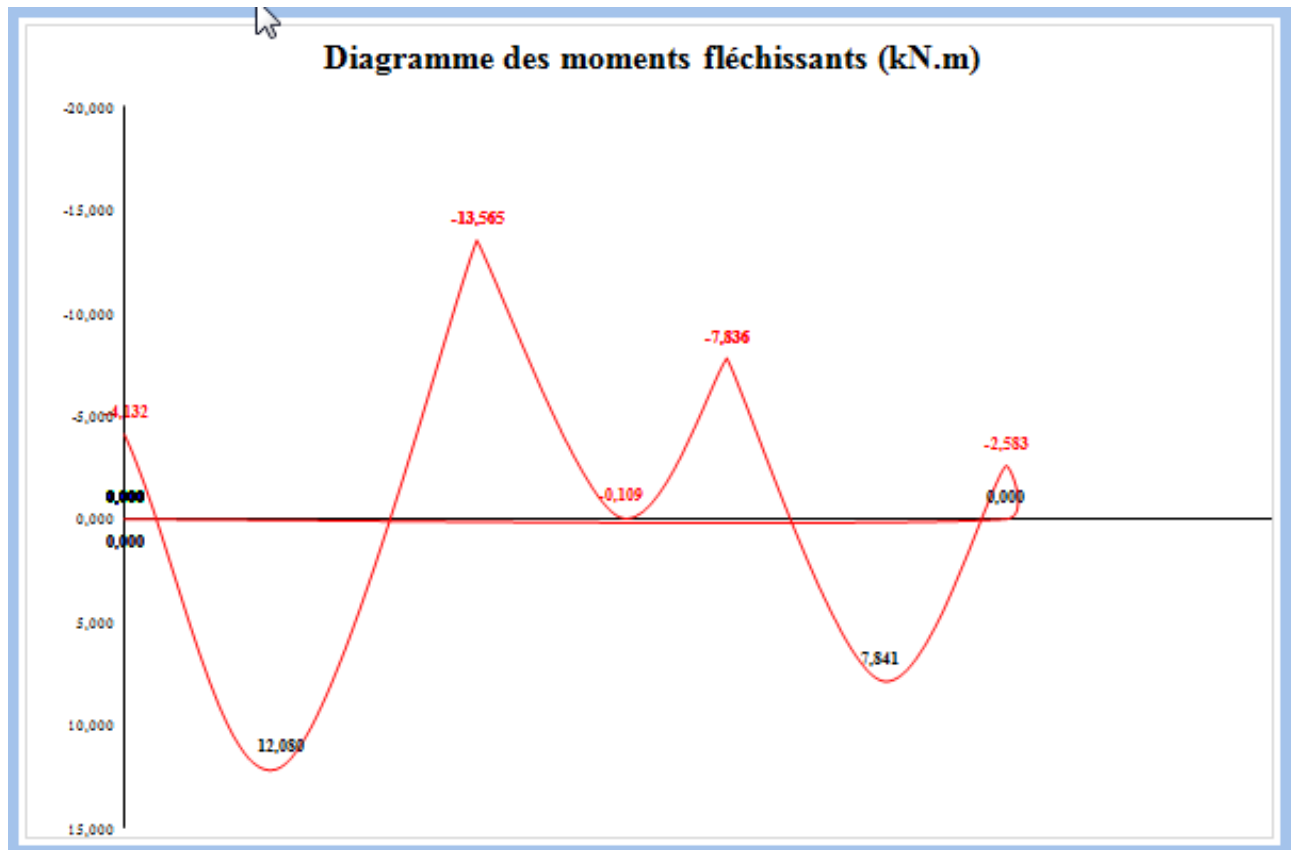


On suit le même principe pour les autres poutrelles et on obtient les résultats suivants :

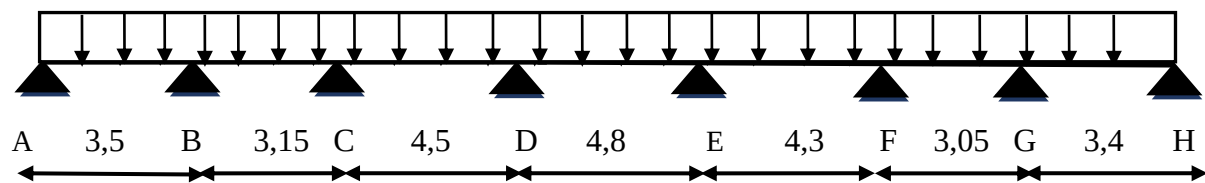
➤ **Poutrelle type (02) à 3 travées :**



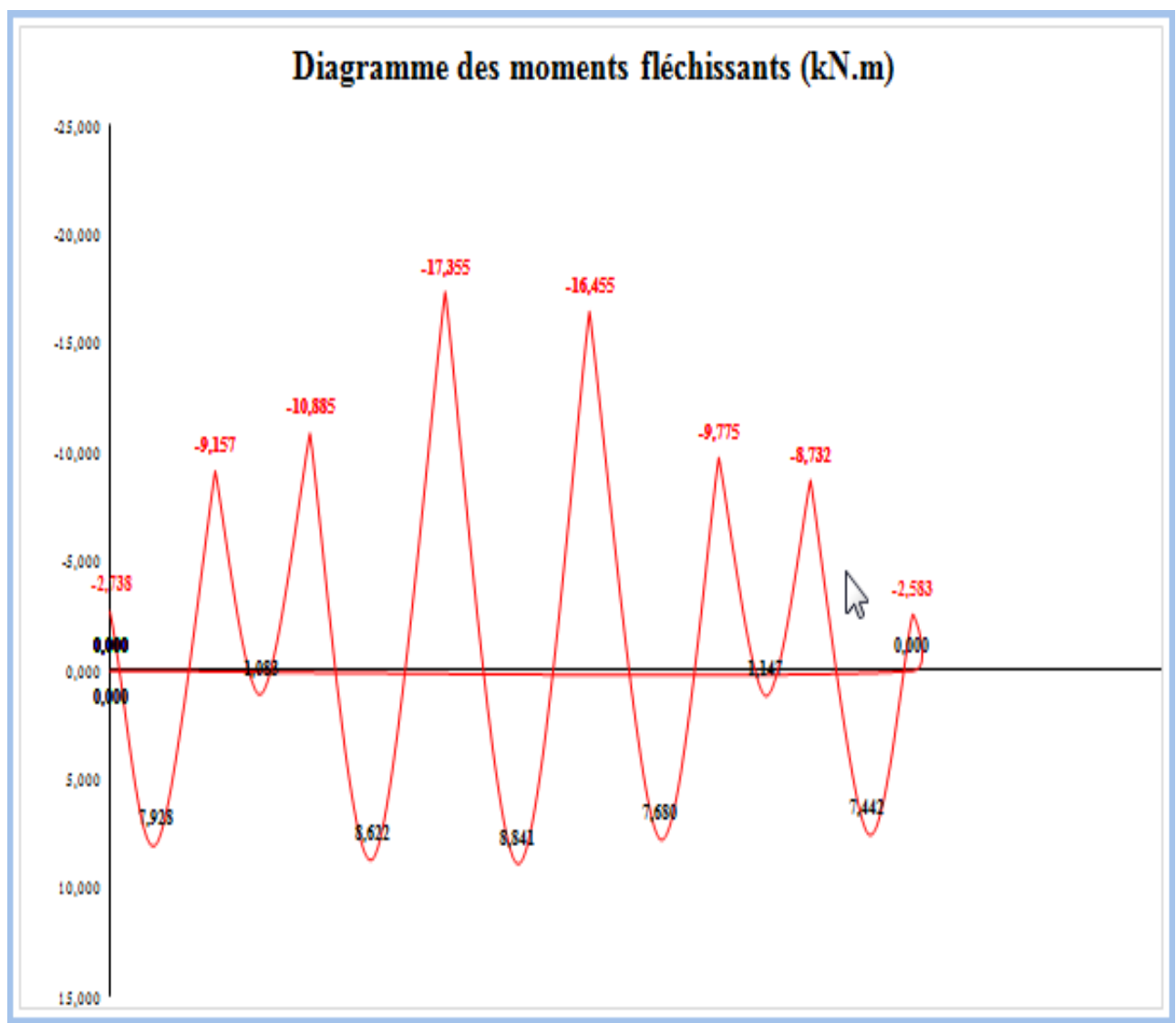
- Effort tranchant maximum=**36,923KN**
- Moment maximum aux appuis=**-13,565KN m**
- moment maximum en travées=**12,080KNm**

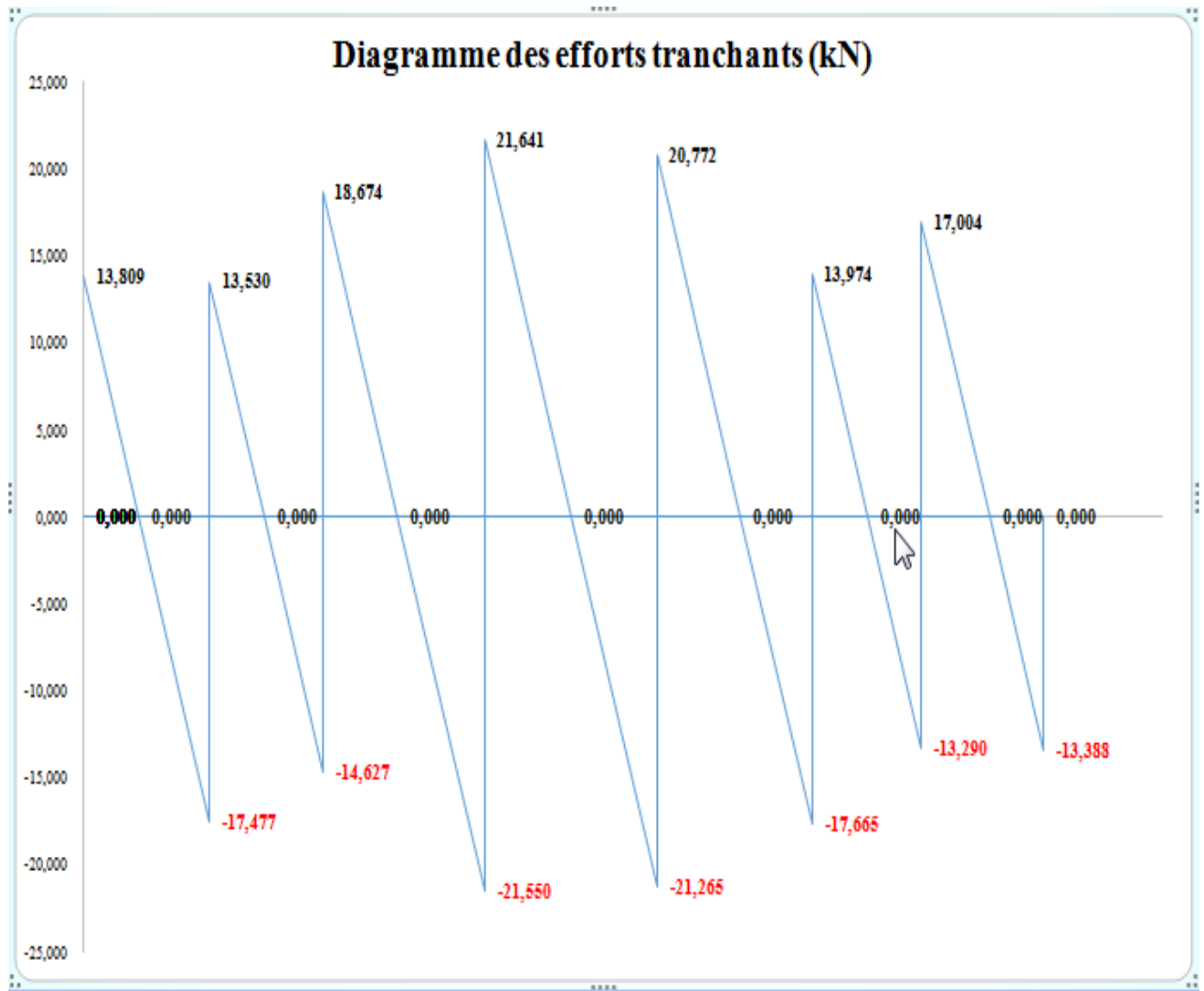


➤ Poutrelle type (03) à 7 travées :



- Effort tranchant maximum=**43,191KN**
- Moment maximum aux appuis=**-17,355KN m**
- moment maximum en travées=**8,841KNm**

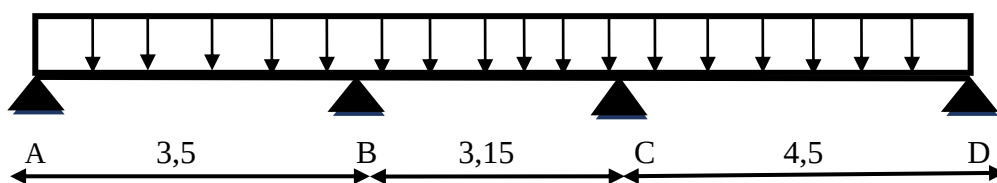




III.5 .4.ELS:

$$q_s = 6,288 \text{ KN/ml}$$

Type (01) : Poutrelle à 3 travées :



A. Les moments isostatiques :

$$M_{0AB} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 6,288 \times \frac{3,5^2}{8} = 9,629 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 6,288 \times \frac{3,15^2}{8} = 7,799 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 6,288 \times \frac{4,5^2}{8} = 15,917 \text{ KN.m}$$

B. Les moments aux appuis :

Les appuis sont considérés comme partiellement encastrés :

- **Appui A :** $M_A = -0,2M_{0AB} = -0,2 \times 9,629 = -1,926 \text{ KN.m}$
- **Appui D :** $M_D = -0,2M_{0CD} = -0,2 \times 15,917 = -3,183 \text{ KN.m}$
- **Appui B :** $3,5M_A + 2M_B(3,15 + 3,5) + 3,15M_C = \frac{-6,288}{4} \times (3,5^3 + 3,15^3)$
- **Appui C :** $3,15M_B + 2M_C(4,5 + 3,15) + 4,5M_D = \frac{-6,288}{4} \times (4,5^3 + 3,15^3)$

✓ Les équations obtenues :

$$3,5 \times (-1,926) + 13,3M_B + 3,15M_C = -165,664$$

$$3,15M_B + 15,3M_C + 4,5 \times (-3,183) = -273,485$$

$$\text{Donc : } 13,3M_B + 3,15M_C = -156,081$$

$$3,15M_B + 15,3M_C = -253,123$$

Après résolution des équations on obtient :

$$M_B = -5,781 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -10,448 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis sont :

$$M_A = -1,926 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -5,781 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -10,448 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -3,183 \text{ KN.m}$$

C. Moments et les efforts tranchants :

Méthode des sections :

➤ **Travée AB : $0 \leq x \leq 3,5$**

$$M_f(x) + M_A - R_A \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$$

$$\text{Donc : } M_f(x) = -M_A + R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = -qx + R_A \dots\dots\dots X_{\max} \rightarrow T(x) = 0$$

$$\text{Donc : } x = R_A / q$$

$$= 9,903 / 6,288 = 1,575 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T(x) = -6,288 x + 9,903$$

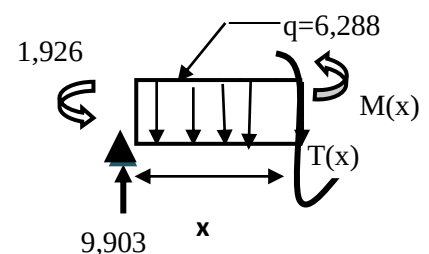


Figure III.5.15:schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée AB à l'ELS

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 9,903 \text{ KN} \\ x = 1,575 \rightarrow T(x) = 0 \text{ kN} \\ x = 3,5 \rightarrow T(x) = -12,105 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -1,926 + 9,903 x - 6,288 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = -1,926 \text{ KN.m} \\ x = 1,575 \rightarrow M_{\max}(x) = 8,347 \text{ KN.m} \\ x = 3,5 \rightarrow M(x) = 8,218 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Travée BC : $3,5 \leq x \leq 6,65$

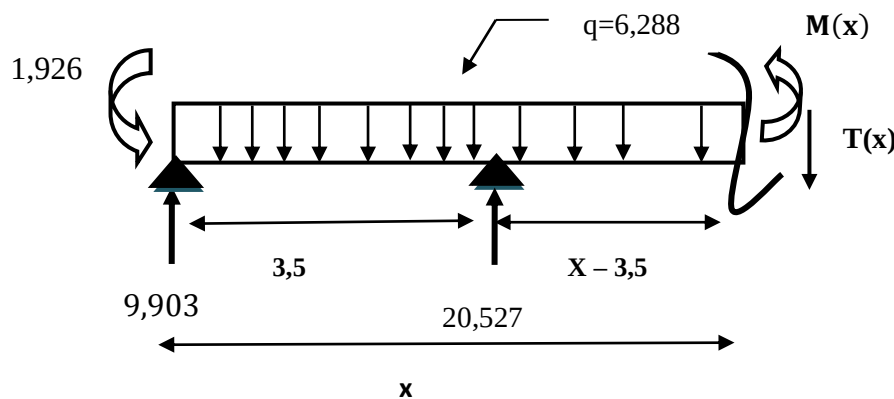


Figure III.5.16:schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée BC à l'ELS

$$M_f(x) + M_A - R_A \cdot x - R_B (x - 3,5) + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$$

$$\text{Donc : } M_f(x) = -M_A + R_A \cdot x + R_B (x - 3,5) - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = -qx + R_A + R_B \dots\dots\dots X_{\max} \Rightarrow T(x) = 0$$

$$\text{Donc : } x = \frac{R_A + R_B}{q}$$

$$= (9,903 + 20,527) / 6,288 = 4,839 \text{ m}$$

$$T(x) = -6,288x + 9,903 + 20,527$$

$$\begin{cases} x = 3,5 \rightarrow T(x) = 8,422 \text{ KN} \\ x = 4,839 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN} \\ x = 6,65 \rightarrow T(x) = -11,385 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -1,926 + 9,903x + 20,527 (x - 3,5) - 6,288 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 3,5 \rightarrow M(x) = -5,781 \text{ KN.m} \\ x = 4,839 \rightarrow M_{\max}(x) = -0,141 \text{ KN.m} \\ x = 6,65 \rightarrow M(x) = -10,448 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée CD :** $0 \leq x \leq 4,5$

On a : $M_f(x) + M_D - R_D \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2} = 0$

Donc : $M_f(x) = -M_D + R_D \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$

$T(x) = qx - R_D \dots\dots\dots X_{\max} \rightarrow T(x)=0$

Donc : $x = R_D / q$

$= 12,534 / 6,288 = 1,993 \text{ m}$

$T(x) = -12,534 + 6,288x$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = -12,534 \text{ KN} \\ x = 1,993 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN} \\ x = 4,5 \rightarrow T(x) = 15,762 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = -3,183 + 12,534 x - 6,288 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = -3,183 \text{ KN.m} \\ x = 1,993 \rightarrow M_{\max}(x) = 9,308 \text{ KN.m} \\ x = 4,5 \rightarrow M(x) = -10,448 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant maximum = 27,147 KN
- Moment maximum aux appuis = -10,448 KN m
- moment maximum en travées = 9,308 KNm

D'après ces calculs on aura les diagrammes suivants :

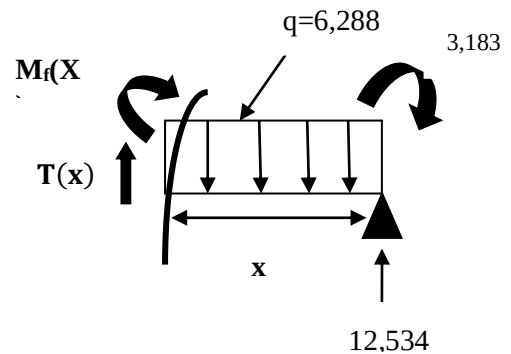
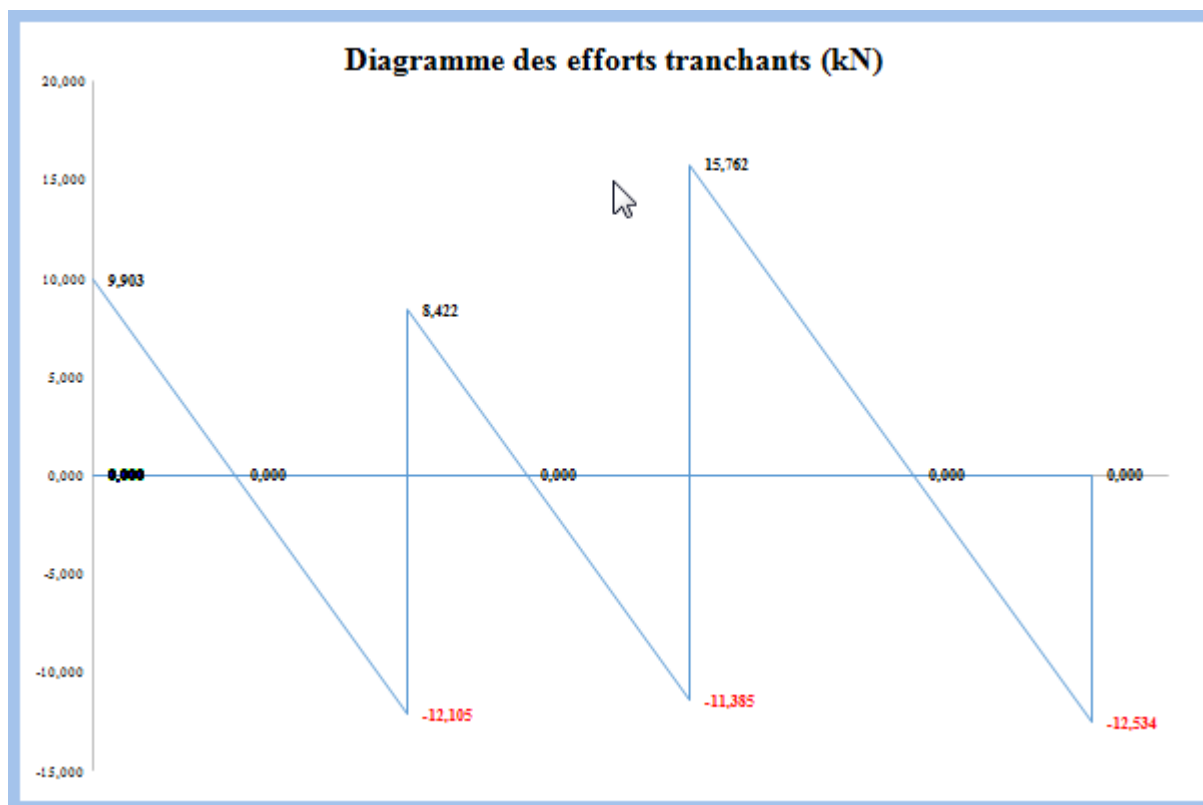
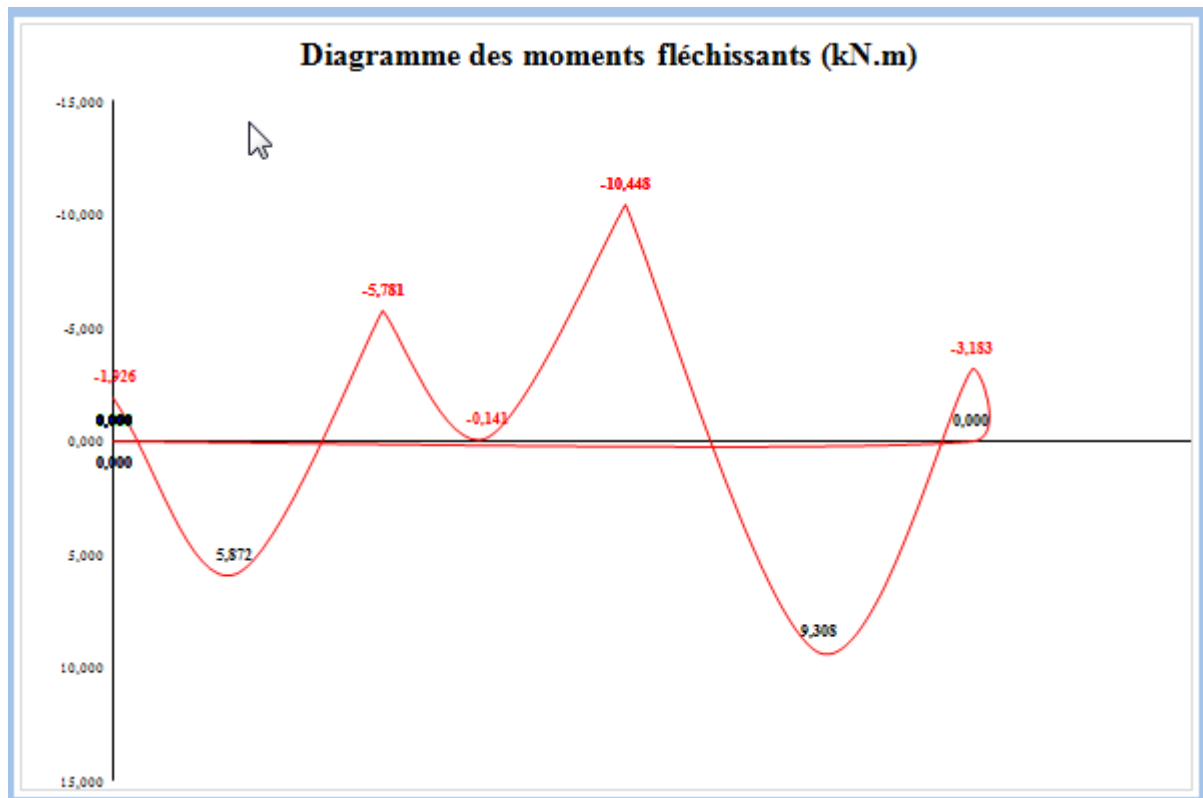
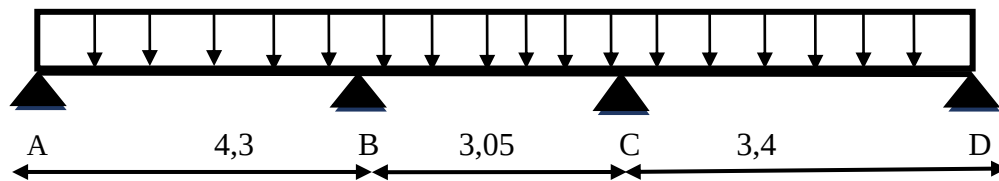


Figure III.5.17:schéma statique pour l'application de la méthode des sections pour la travée CD à l'ELS

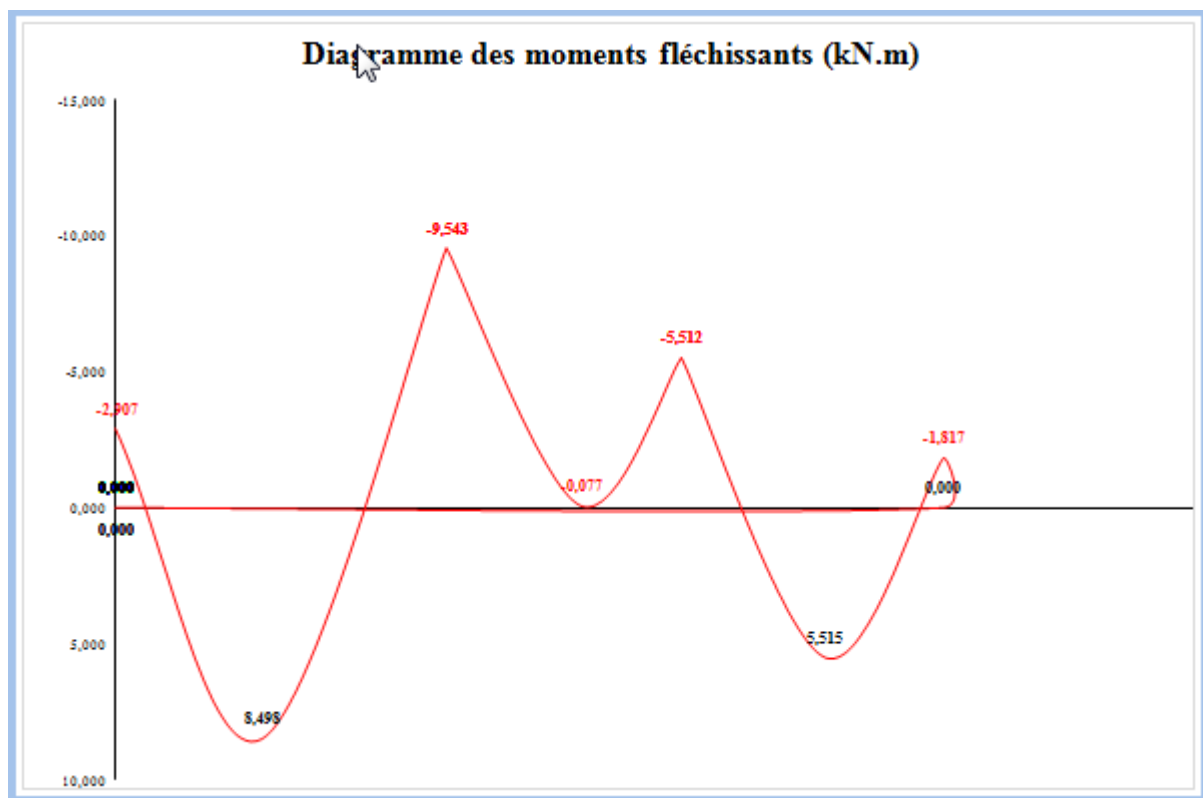


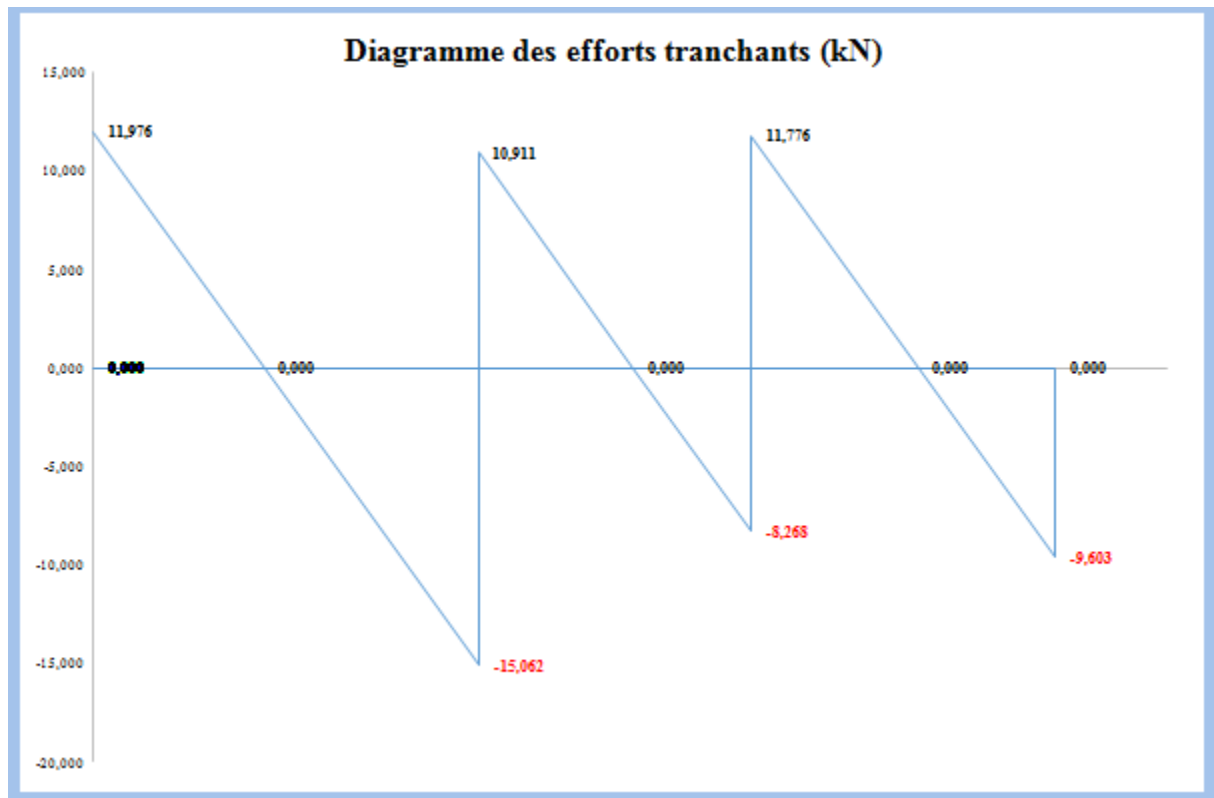
On suit le même principe pour les autres poutrelles et on obtient les résultats suivants :

➤ Poutrelle type (02) à 3 travées :

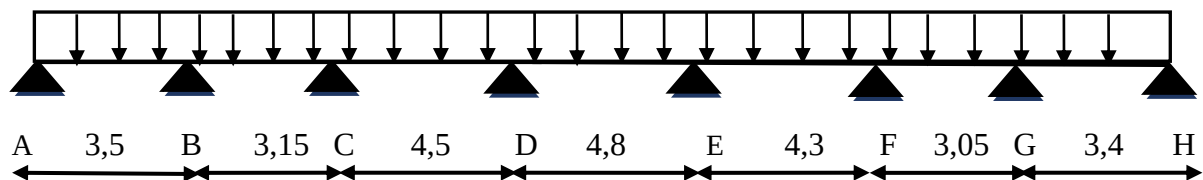


- Effort tranchant maximum=25,973KN
- Moment maximum aux appuis= -9,543KN m
- moment maximum en travées=8,498KNm

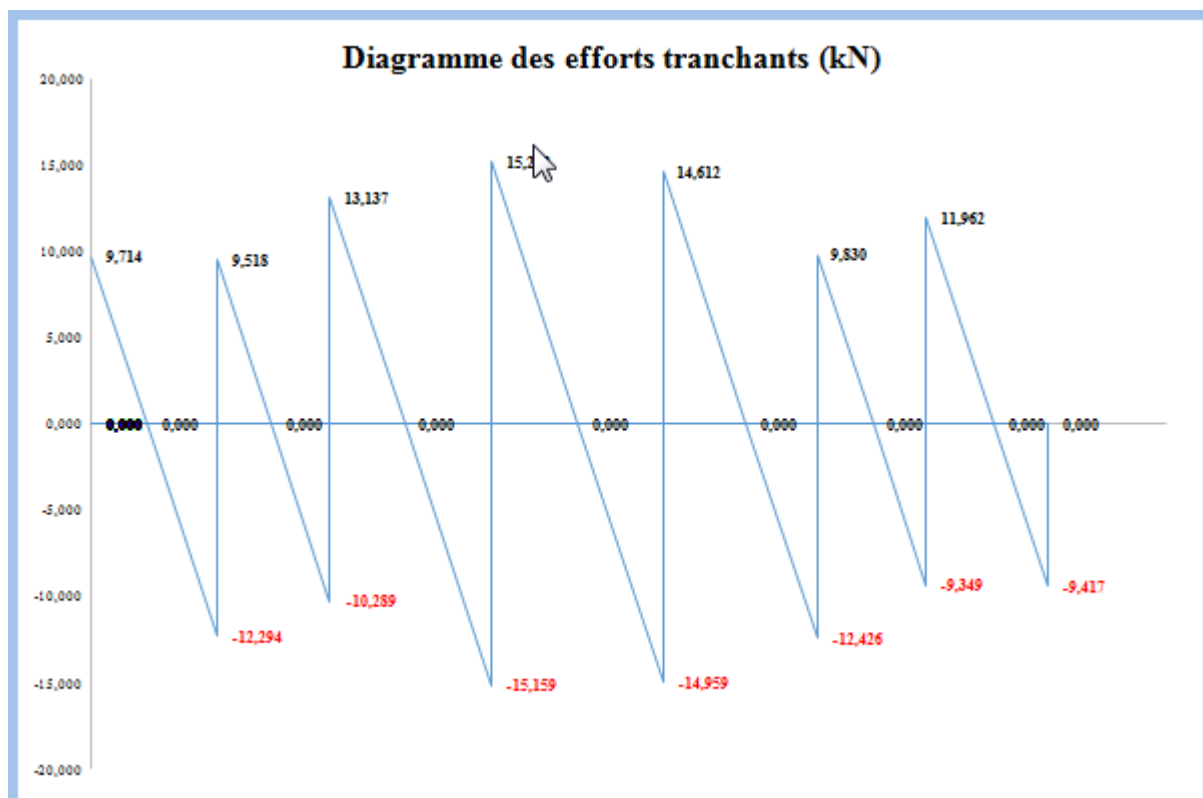
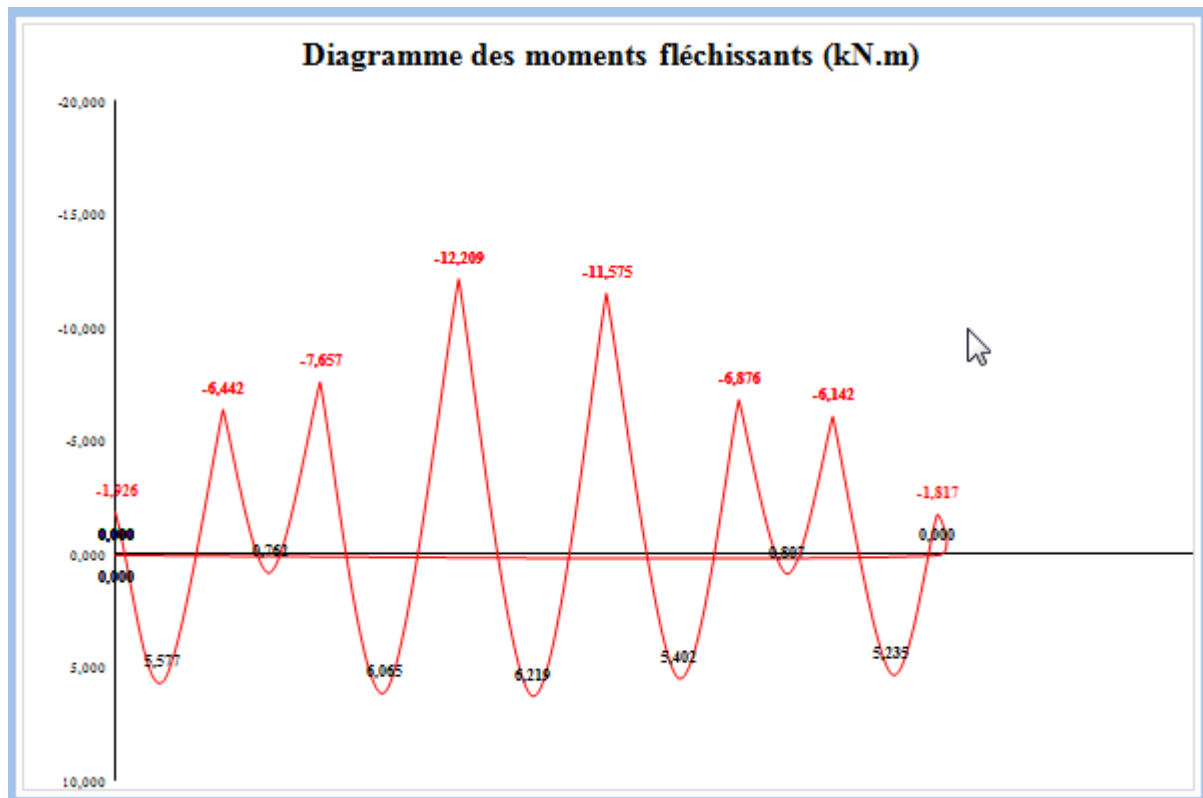




➤ Poutrelle type (03) à 7 travées :



- Effort tranchant maximum=30,383KN
- Moment maximum aux appuis= -12,209KN m
- moment maximum en travées=6,219KNm



Les différentes sollicitations calculées par la méthode des 3 moments sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

		Sollicitation					
		ELS			ELU		
Plancher	Type de poutrelle	M_{max}^a (KN.m)	M_{max}^t (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max}^a (KN.m)	M_{max}^t (KN.m)	T_{max} (KN)
RDC	Type 1 : 03 travées	-10,448	9,308	27,147	-14,852	13,232	38,592
	Type 2 03 travées	-9,543	8,498	25,973	-13,565	12,080	36,923
	Type 3 07 travées	-12,209	6,219	30,383	-17,355	8,841	43,191

Tableau III.5.2: tableau récapitulatif de sollicitation à l'ELU et l'ELS

5.5. Calcul du ferrailage à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 13,232 \text{ KN.m} ; \quad M_a^{\max} = -17,355 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{\max} = 43,191 \text{ KN}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$M_t^{\max} = 13,232 \text{ KN.m}$$

Si $M_t^{\max} > M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Calcul du moment équilibre par la table de compression :

$$\text{On a: } M_0 = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 20 \quad d = 18$$

$$M_0 = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

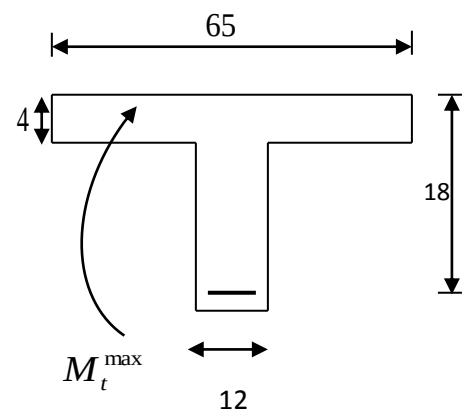


Figure III.5.18: schéma représente les caractéristiques géométriques pour une section en T

$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_u^t \text{ max} = 13,232 \text{ KN.m}$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression et le béton tendu est négligé

Donc : la section en T se calcul comme une poutre rectangulaire de largeur **(b)** et de hauteur **(h)** (65x20) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,232 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,392$$
  **S.S.A**

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,232 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

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

On adopte: **At=3HA10=2.35cm²**

➤ Aux appuis :

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

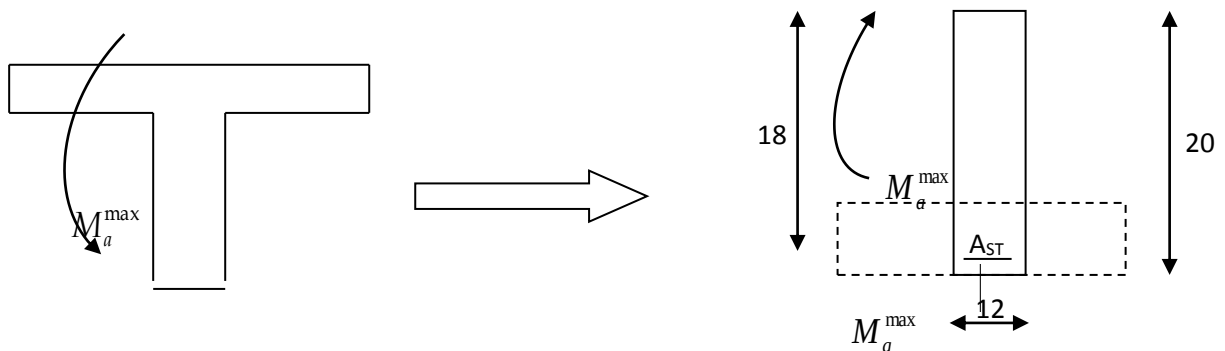


Figure III.5.19: schéma représente le renversement de la section en T pour avoir un moment positif

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$M_a^{\text{max}} = 17,355 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,355 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.314$$

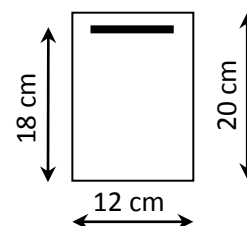


Figure III.5.20: caractéristique d'une section rectangulaire

$$\mu = 0.314 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.314 \quad \beta = 0.805$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,355 \times 10^3}{0.805 \times 18 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 1\text{HA14} + 1\text{HA20} = 4,68 \text{ cm}^2$$

B. Armatures transversales : (Art 7.2.21/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right)$$

Avec h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } A_t = 2\text{HA8} \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

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

C. Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

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

D. Les sections d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0} \frac{f_e}{s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0,57}{12} \times \frac{400}{15} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$1,27 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

5.6 Vérification à l'ELU :**A. Condition de non fragilité : BAEL 91(A.4.2, 1 BAEL):****➤ En travée :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

B. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 43,191 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{43,191 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91.Art. A.6.13)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ **Calcul de** $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3,15 \text{ Mpa}}}$$

❖ **Calcul de** τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des $\bar{\tau}_{se}$:
périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,191 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 2,12 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

D. L'influence de l'effort tranchant : (Art : A.5. 1. 313 BAEL 91 modifié 99)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} = < V_u$$

$$V_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$= 0,4 \times \frac{25 \times (10-1)}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 43,191 \text{ KN} < V_u = 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_{u\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9d} \right]$$

$$A_a = 4,68\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[43,191 + \frac{17,355}{0,918} \right] = 1,21\text{cm}^2$$

$$A_a = 4,68\text{cm}^2 \geq 1,21\text{cm}^2$$

 **C.V**
H. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91 modifié 99)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21\text{cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91** 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 **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16\text{cm}$**

Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{43,191 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 2,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21,67 \text{ MPa}$$

 **C.V**
III.5.7. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite d'ouverture des fissures

- Etat limite de déformation.

A. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

$$M^a_{\max} = -12,209 \text{ KN.m}$$

$$M^l_{\max} = 9,308 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{2,35}{12 \times 18} \times 100 = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \quad \beta_1 = 0,856 \quad k_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9,308 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 257,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 257,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{171,75}{19,72} \quad \sigma_{bc} = 8,71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,71 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Aux appuis :**• **Contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348\text{Mpa.}}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_a}{b \times d} \times 100 = \frac{4,68}{12 \times 18} \times 100 = 2,167$$

$$\rho_1 = 2,167 \quad \beta_1 = 0,818 \quad k_1 = 12,47$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12,209 \times 10^3}{0,818 \times 18 \times 4,68} = \mathbf{177,18\text{Mpa}}$$

$$\sigma_s = 177,18\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{177,18}{12,47} \quad \sigma_{bc} = \mathbf{14,21\text{Mpa}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 14,21\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

B. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.4.5,3 /BAEL91 modifié 99):

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Dans notre cas la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérification d'état limite d'ouverture des fissures.

C. Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = \mathbf{0.042}.$$

$$\frac{1}{22.5} = \mathbf{0.044}.$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{22.5}$$



Condition 01 non Vérifiée.

$$\bullet \quad \frac{A_t}{b_0.d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = \mathbf{0.0109}.$$

$$\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = \mathbf{0.009}.$$

$$\frac{A_t}{b_0.d} > \frac{3.6}{f_e}$$



Condition 02 Vérifiée.

$$\bullet \quad \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{9,308}{15 \times 18,09} = \mathbf{0.0343}$$

$$\mathbf{M_0 = 18,09 \text{ KN.m}}$$

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



Condition 03 Vérifiée.

Conclusion :

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} : \text{La flèche admissible } \frac{480}{500} = \mathbf{0,96 \text{ cm}}$$

E_v : module de déformation différée

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

I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : section homogénéisée

S_{xx} : Moment statique par rapport à l'axe XX passent par le centre de gravité de la section

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

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times (20 - 4) \times (65 \times 4) + 15 \times 2.35} = \mathbf{7,10 \text{ cm.}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = \mathbf{12,90 \text{ cm.}}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.10^3 + 12.90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.90 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 20003,329 \text{ cm}^4}$$

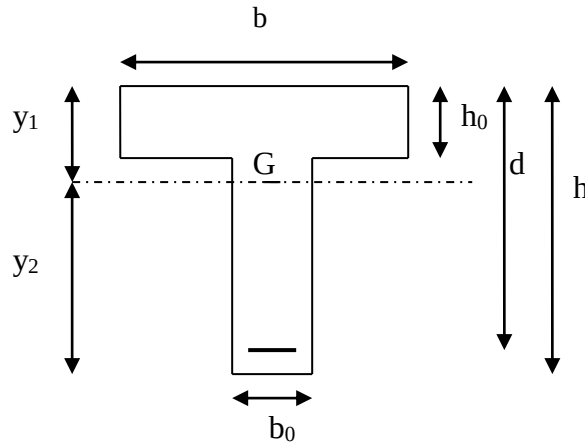


Figure III.5.21: schéma statique de calcul de la flèche

Calcul des coefficients :

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = \mathbf{0,011}$$

$$\rho = 0,011$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9,308 \times 10^3}{0.941 \times 18 \times 2,35}$$

$$\sigma_s = \mathbf{233,84 \text{ Mpa}}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = \mathbf{1,49}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.70 ; 0 \} = \mathbf{0,70}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003,329}{1 + 1.49 \times 0.70} = \mathbf{10770,27 \text{ cm}^4}$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,308 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 10770,27} = \mathbf{1,84cm}$$

$$f = 1,87cm > \bar{f} = 0,96cm \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La flèche étant non vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage (A_t).

Recalcule de la flèche : on recalcule la flèche en considérant une nouvelle section de ferrailage, on prend :

$$A_t = \mathbf{3,39cm^2} \quad (3HA12)$$

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times (h - h_0) + bh_0 + 15A_t}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18}{12 \times (20 - 4) \times (65 \times 4) + 15 \times 3,39} = \mathbf{7,44cm.}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = \mathbf{12,56cm.}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,44^3 + 12,56^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 7,44 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{40980,90cm^4}$$

Les coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = \mathbf{0,016}$$

$$\rho = 0,011 \quad \beta_1 = 0,938$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9,308 \times 10^3}{0.938 \times 18 \times 3,39}$$

$$\sigma_s = 162,62 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.016} = 1,03$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.71 ; 0 \} = 0,71$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 40980,90}{1 + 1,03 \times 0.71} = 26037,65 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,308 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 26037,65} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = 0,76 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

- En travées : **3HA12**
- En appuis : **1HA14 (filent) + 1HA20 (chapeau)**

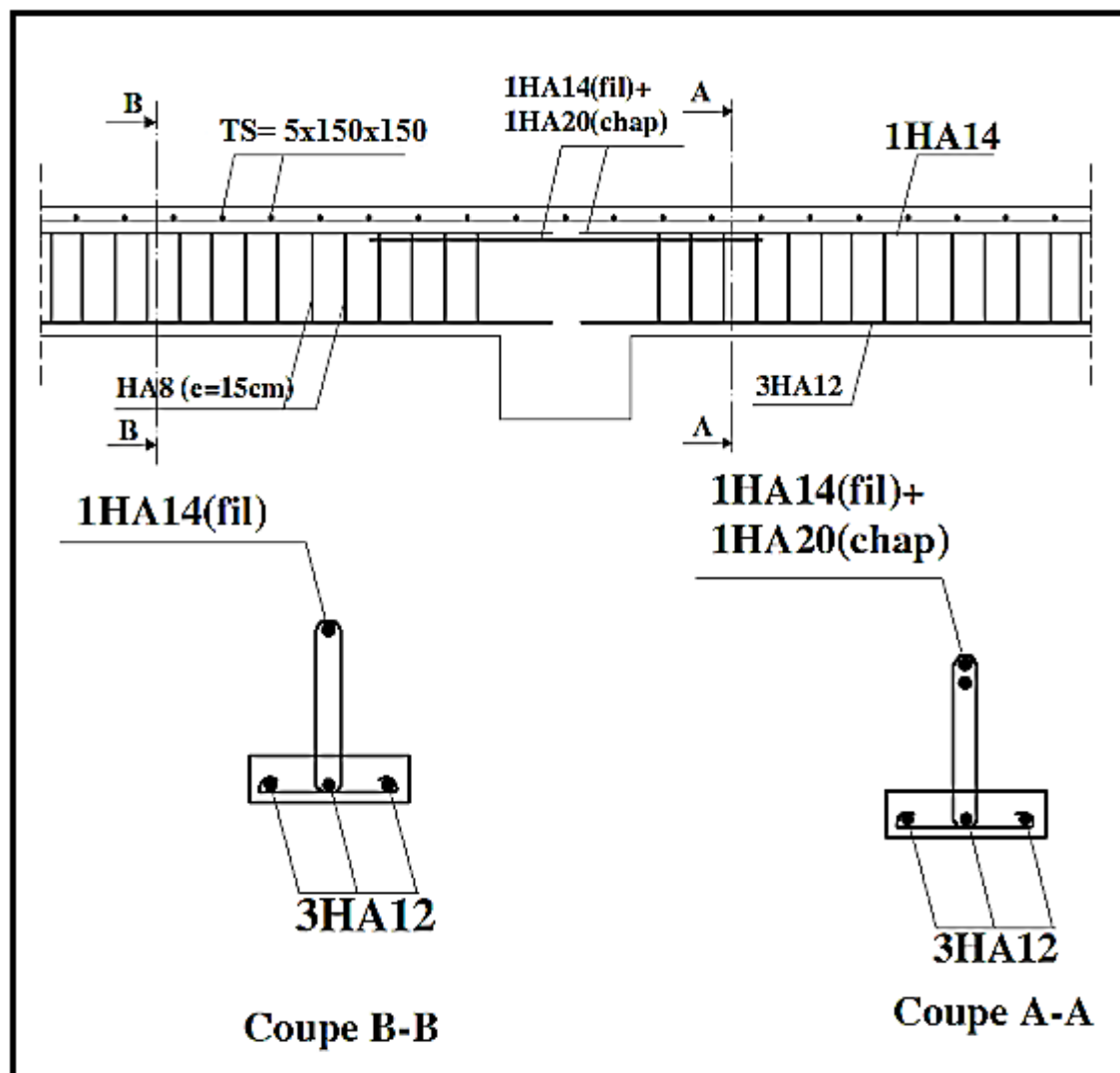


Figure III.5.22: Schéma de ferrailage du plancher

III.6. Calcul de la dalle salle machine :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui permet le déplacement rapide entre les niveaux dont les caractéristiques sont les suivants :

- + Une vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$.
- + La surface de la cabine est $S = (1,60 \times 2,00) = 3,20\text{m}^2$.
- + La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est $P = 9$ tonnes (90KN) répartie sur une surface de $(80 \times 80)\text{cm}^2$.
- + La charge d'exploitation est prise égale à $Q = 1\text{KN/m}^2$

Nous nous intéressons dans ce qui suit à l'étude de la dalle de la salle machine, le calcul se fera pour un panneau de dalle à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

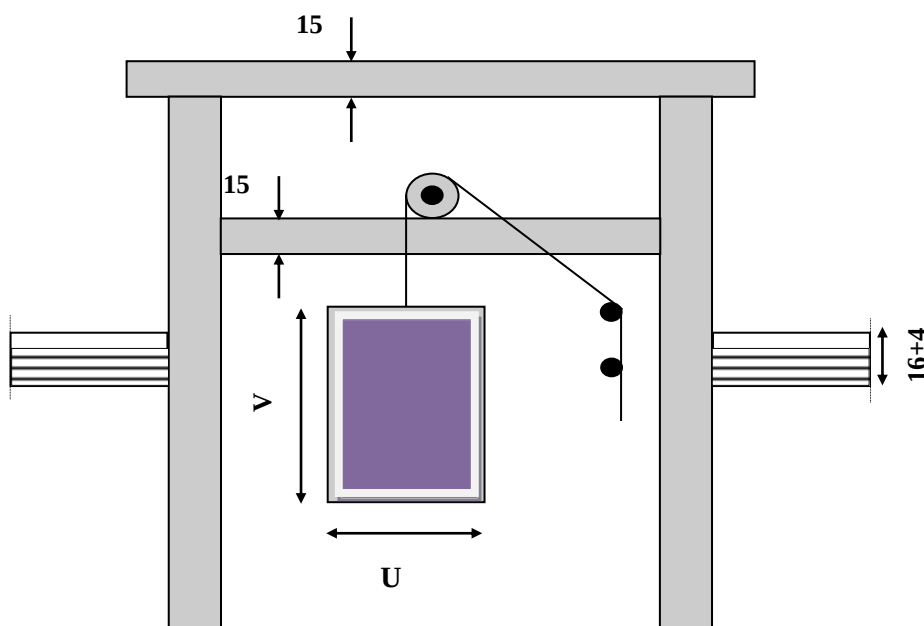


Figure III.6.1: schéma de l'ascenseur

III.6.1 Dimensionnement :

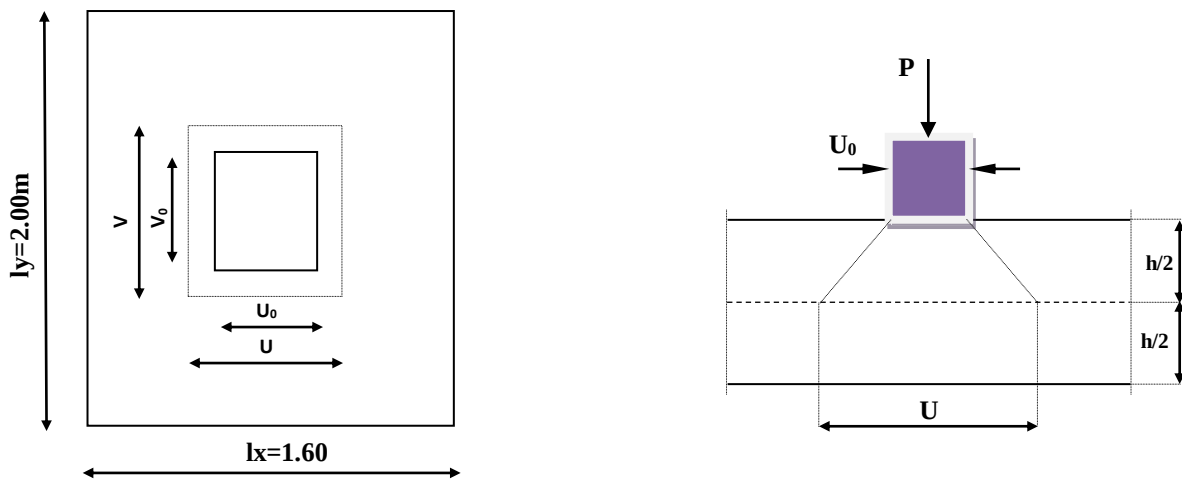


Figure III.6.2: schéma statique de la dalle salle machine

Avec :

P : la charge totale centrée.

U, V : côtés moyens sur lesquels s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, elles sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

U₀, V₀ : dimensions de rectangle sur lequel la charge est centrée (U₀ = V₀ = 80cm).

❖ Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle (ht) doit satisfaire les conditions suivantes :

$$ht \geq \frac{l_x}{30} \quad ht \geq \frac{160}{30} \quad \Rightarrow \quad ht \geq 5,33\text{cm}$$

ht : épaisseur de la dalle pleine

Selon le **RPA 99 version 2003** exige une hauteur $ht \geq 12\text{cm}$. Donc on prend **ht = 15cm**.

Dans notre cas la dalle est une dalle isolée

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{200} = 0,8 \quad \rho = 0,8 \quad \Rightarrow \quad 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Avec l_x : la petite portée

l_y : la grande portée

Dans ce cas le panneau travail dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque porté une bonde de 1ml de largeur.

❖ **Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2 \xi e_r + h_t$$

$$V = V_0 + 2 \xi e_r + h_t$$

e_r : épaisseur de revêtement $e_r = 5\text{cm}$

ξ : coefficient de la nature de revêtement (revêtement en béton) $\xi = 1$

Donc :

$$U = 80 + 2 \times (1) \times 5 + 15 = \mathbf{105\text{cm}}.$$

$$V = 80 + 2 \times (1) \times 5 + 15 = \mathbf{105\text{cm}}.$$

III.6.2. Détermination des sollicitations:

❖ **A l'ELU :**

- Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 25 \times 1 = \mathbf{3,75\text{KN/ml}}$ (bonde de 1ml de largeur).
- La surcharge d'exploitation prise égale $Q = \mathbf{1\text{KN/m}^2}$.
- $P_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = \mathbf{121,5\text{KN}}$ (charge concentrée du système de levage).
- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = \mathbf{6,56\text{KN/ml}}$ (charge uniformément répartie).

❖ **A l'ELS :**

- $P_s = \mathbf{90\text{KN}}$.
- $q_s = G + Q = 3,75 + 1 = \mathbf{4,75\text{KN/ml}}$.

III.6.3.calcul à l'ELU :

III.6.3.1. les moments M_{x1} et M_{y1} engendré par le système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2)$$

Avec : ν : coefficient de poisson à

$$\begin{cases} \text{l'ELU} & \nu = 0 \\ \text{l'ELS} & \nu = 0,2 \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficient donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\rho = 0,8.$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,7.$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,5.$$

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$M_1 = 0,086 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,063$$

$$\text{Donc : } M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,086 = 10,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,063 = 7,65 \text{ KN.m.}$$

III.6.3.2. calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens. Donc on considère au milieu de chaque portée une bonde de 1ml de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe **E3 du BAEL91 modifié 99**

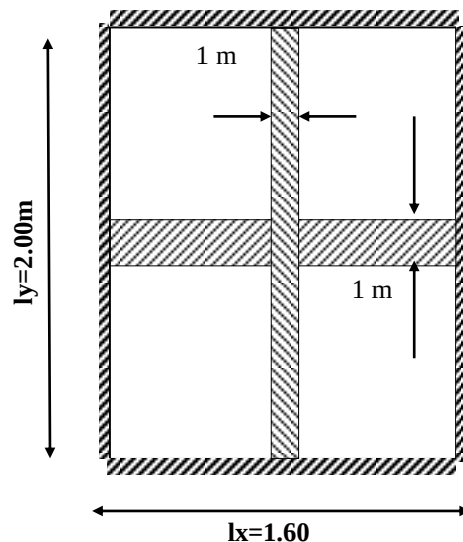


Figure III.6.3:schéma d'un panneau rectangulaire travaillant dans les deux sens

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

M_{x2} : Moment suivant la petite portée.

M_{y2} : Moment suivant la grande portée.

μ_x et μ_y : sont donnés en fonction du rapport ρ_x et ν .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,8 \\ 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{array} \right. \quad \left(\text{Tirer dans le tableau de PIGEAUD} \right) \quad \nu =$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times 1,6^2 = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,95 = 0,56 \text{ KN.m}$$

III.6.3.3. superposition des moments au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,45 + 0,95 = 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,65 + 0,56 = 8,21 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 en appuis, on aura les diagrammes suivants :

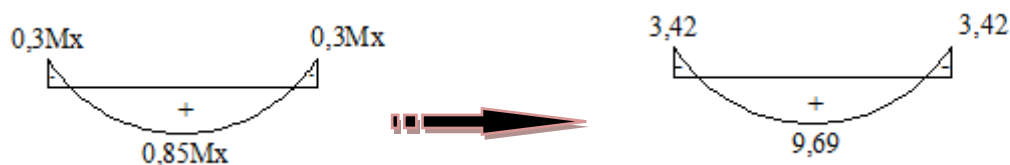


Figure III.6.4: Diagrammes de M_x^t et M_x^a selon le sens X-X

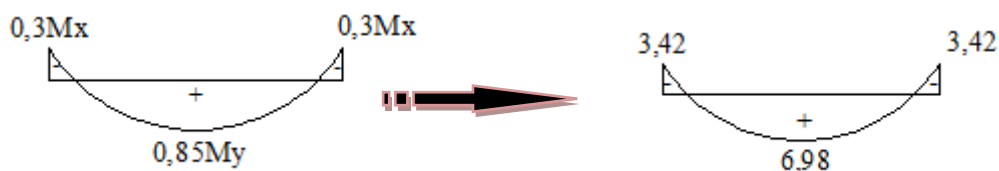


Figure III.6.5: Diagrammes de M_y^t et M_y^a selon le sens Y-Y

Les moments en travées :

$$M_x^t = 0,85 \times 11,40 = 9,69 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,21 = 6,98 \text{ KN.m.}$$

Les moments en appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times \max(M_x; M_y) = 0,3 \times 11,40 = 3,42 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = M_x^a = 0,3 \times 11,40 = 3,42 \text{ KN.m.}$$

III.6.4. ferrailage à l'ELU:

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur de la dalle, afin d'obtenir un ferrailage dans le sens x-x et dans le sens y-y.

❖ En travée :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

✓ Armature // à x-x:

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,040}$$

$$\mu = 0,040 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu = 0,040 \quad \beta = 0,980 \quad (\text{tirer à partir des abaques})$$

$$A_x^t = \frac{9,69 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = \mathbf{2,18 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_x^t = 2,18 \text{ cm}^2}$$

On opte pour : $\mathbf{A_x^t = 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 25 \text{ cm}}$

✓ Armature // à y-y :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,029}$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S.S.A}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspond : $\mu = 0,029 \quad \beta = 0,985$

$$A_y^t = \frac{6,98 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

$$A_y^t = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 3,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspond : $\mu = 0.014 \quad \beta = 0.993$

$$A^a = \frac{3,42 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III.6.4. vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité [Art, B.7.4 BAEL 91 modifié 99]

➤ Armatures suivant x-x :

$$\omega_x = \frac{A_x}{b h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2$$

Avec : A_x : section minimale d'armature

bh : section totale du béton.

ω_0 : taux d'acier minimale = 0.0008 (acier HA Fe E 400)

ρ : 0,8

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,8)}{2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$A_x \text{ min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Armatures suivant y-y**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b h} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 10 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{Sans risque de bétonnage})$$

$$\text{On a: } b = 1\text{m} = 1000\text{mm}; d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm} = 135\text{mm}$$

Calcul de V_U :

Dans ce cas on a : $U = V$ donc

➤ **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{Pu}{2 \times U + V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$0.29 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$V_u = \frac{Pu}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$0.29 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Espacement des armatures : [Art, A.8.2.42 BAEL 91 modifié 99]

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes (charge concentrée)

✓ **Armature Ax // Lx :**

Armatures supérieures : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ **C.V**

Armatures inférieures : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ **C.V**

✓ **Armature Ay // Ly :**

Armatures supérieures : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ **C.V**

Armatures inférieures : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ **C.V**

4. Condition de non poinçonnement : [Art, A.5.2.42 BAEL 91 modifié 99]

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : la charge de calcul à l'ELU **$P_u = 121,5\text{KN}$** .

μ_c : Le périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,60 + 2,00) = 7,2\text{m}$$

h : épaisseur de la dalle

$$121,5 \leq 0.045 \times 7,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = \mathbf{810\text{KN}}$$

$$121,5\text{KN} \leq 810\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

III.6.5.3. superposition des moments au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,874 + 0,77 = \mathbf{9,644KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,218 + 0,55 = \mathbf{7,768KN.m}$$

III.6.5.4. Correction des moments:**Les moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times 9,644 = 8,197KN.m.$$

$$M_y^t = 0,85 \times 7,768 = 6,603KN.m.$$

Les moments en appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times \max(M_x; M_y) = 0,3 \times 9,644 = 2,893KN.m.$$

$$M_y^a = M_x^a = 0,3 \times 9,644 = 2,893KN.m.$$

$$M_x^a = M_y^a = \mathbf{2,893KN.m.}$$

III.6.6. vérification à l'ELS :**1. Etat limite de fissuration :**

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

2. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**Sens x-x :****➤ En travées :**

$$M_x^t = 8,197KN.m \quad ; \quad A_x^t = 3,14cm^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Tel que : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta 1.d.A_s}$$

$$\text{On a : } \rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

$$= \frac{3,14}{100 \times 13} \times 100 = 0,241 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,921 \quad \text{et} \quad K_1 = 48,29$$

$$\sigma_s = \frac{8,197 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 218,03 \text{ MPa}$$

$$218,03 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{218,03}{48,29} = 4,52 \text{ MPa}$$

$$4,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2,893 \text{ KN.m} ; A^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Tel que : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

$$= \frac{2,01}{100 \times 13} \times 100 = 0,155 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{2,893 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 3,14} = 75,80 \text{ MPa}$$

$$75,80\text{MPa} < 348\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{75,80}{61,92} = 1,22\text{MPa}$$

$$1,22\text{MPa} < 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Sens y-y :

➤ **En travées :**

$$M_y^t = 6,603\text{KN.m} \quad ; \quad A_y^t = 3,14\text{cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Tel que : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

$$= \frac{3,14}{100 \times 13} \times 100 = 0,241 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{6,603 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 3,14} = 173,004\text{MPa}$$

$$173,004\text{MPa} < 348\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{173,004}{48,29} = 3,58 \text{ MPa}$$

$$3,58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = 2,893 \text{ KN.m} ; A^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Tel que : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

$$= \frac{2,01}{100 \times 13} \times 100 = 0,155 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{2,893 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 3,14} = 75,80 \text{ MPa}$$

$$75,80 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{75,80}{61,92} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$1,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

3. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appui sur 4 cotés, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,093 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,0425$$

$$0,093 > 0,0425 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$0,0024 < 0,005 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion:

Après toutes vérification, le ferrailage adopté pour la dalle salle machine est comme suit:

➤ **Sens x-x :**

En travée : **4HA10/ml** avec un espacement de **St = 25cm.**

En appuis : **4HA8/ml** avec un espacement de **St = 25cm.**

➤ **Sens y-y :**

En travée : **4HA10/ml** avec un espacement de **St = 25cm.**

En appuis : **4HA8/ml** avec un espacement de **St = 25cm**

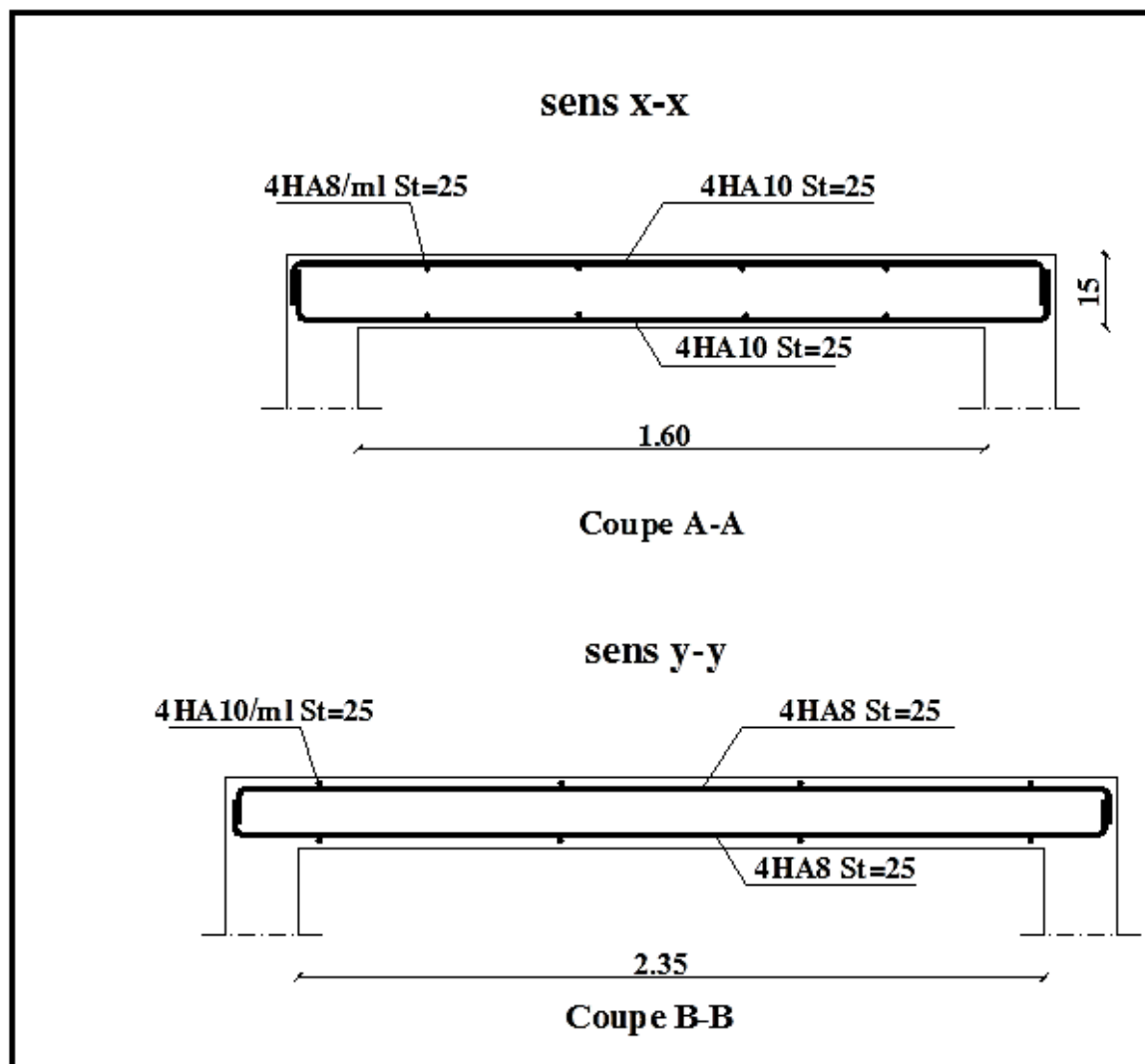


Figure III.6.6 : Schémas de ferrailage de la salle machine.

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

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.

V.1.Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (sous-sol+RDC+9 étages) encastrée à sa base.

Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer la structure en zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 99 modifié en 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges.

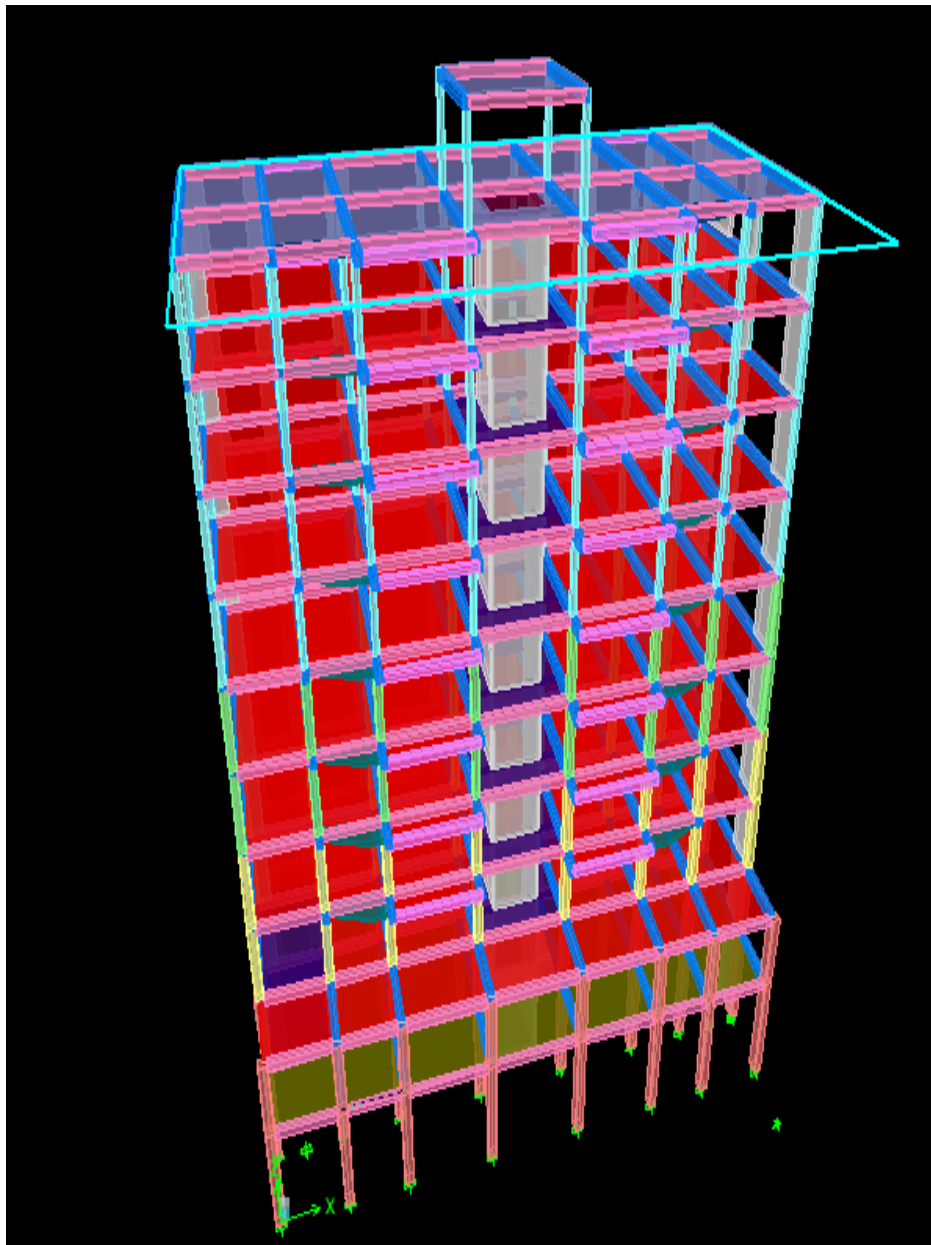


Figure V.1: vue en 3D de la structure

V.2.Les charges :

V.2.1. Charges permanentes :

$G_{\text{terrasse}} = 5,68 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{etage service}} = 5,28 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{etage courant}} = 5,28 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{balcon}} = 5,57 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{völlée}} = 4,59 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 6,28 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{acrotère}} = 2,55 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{séchoir}} = 5,28 \text{ KN/ml}$$

V.2.2. Charges d'exploitation:

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{etage service}} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{etage courant}} = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{vollée}} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{séchoir}} = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \text{ KN/ml}$$

V.3. Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

V.3.1. Combinaisons aux états limites:

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

V.3.2. Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{GQ E: } G + Q \pm E$$

$$\text{0,8GE: } 0,8G \pm E$$

V.4. Spectre de réponse :

- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa**.
- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble).

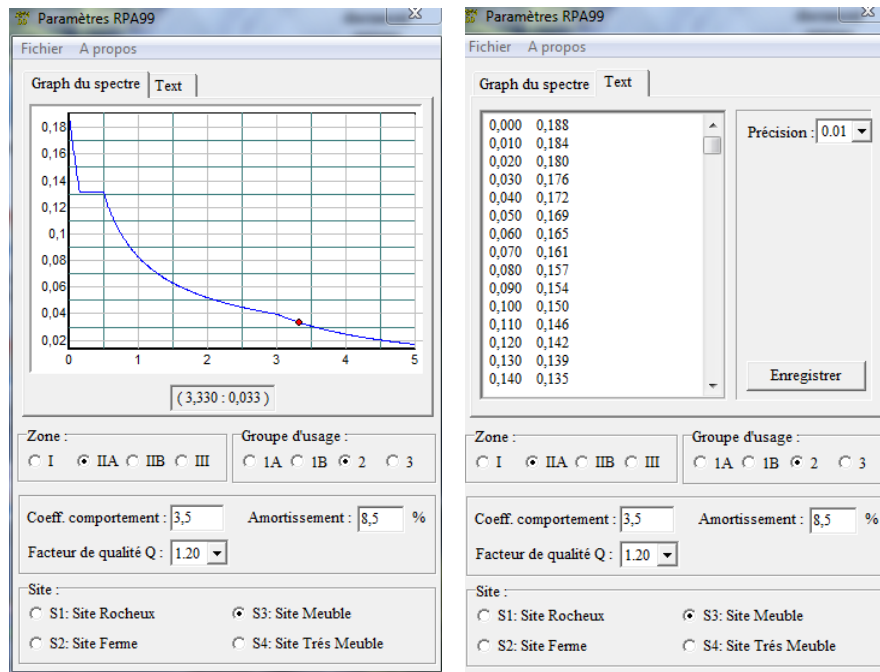


Figure V.2: Définition des paramètres du spectre.

V.6. Vérifications selon les exigences du RPA99/modifié2003 :

✚ Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003, 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.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

La disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous :

Les pourcentages de participation de la masse modale sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,995501	69,8920	0,0057	0,0000	69,8920	0,0057	0,2254
2	0,915163	0,0051	67,1154	0,0000	69,8971	67,1211	0,0000
3	0,740991	0,8238	0,0027	0,0000	70,7209	67,1238	66,1723
4	0,295789	15,7789	0,0003	0,0000	86,4998	67,1241	0,1925
5	0,250851	0,0003	17,4275	0,0000	86,5001	84,5516	0,0035
6	0,214675	0,1275	0,0000	0,0000	86,6276	84,5516	0,6313
7	0,201677	0,2621	0,0001	0,0000	86,8897	84,5517	10,5770
8	0,192649	0,8176	0,0004	0,0000	87,7073	84,5521	6,3041
9	0,179204	0,0001	1,5099	0,0000	87,7073	86,0620	0,0064
10	0,172964	0,0065	0,0008	0,0000	87,7138	86,0627	0,8668
11	0,155535	0,3324	0,0000	0,0000	88,0462	86,0628	0,0590
12	0,137548	5,8490	0,0001	0,0000	93,8952	86,0628	0,0067
13	0,122833	0,0458	0,0000	0,0000	93,9410	86,0628	0,0001
14	0,106815	0,0002	7,3618	0,0000	93,9412	93,4246	0,0182

-Sens-y : 93,42 %.

✚ Justification de système de contreventement :

L'objet de choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option :
«Section Cut »

- On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ Sous charges verticales :

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$$

charges verticales reprises par les voiles et portiques :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-18,46	-15,9309
End Point	20,0373	-16,0553

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,7886	-15,9931	0,	359,8149

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-7,212E-11	2,756E-08	30004,9816	7,223E-11	-2,756E-08	-28776,222
Moment	719314,92	-373940,7	3,806E-07	-690596,	358497,82	-3,806E-07

Charges verticales reprises par les voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-18,46	-15,9309
End Point	20,0373	-16,0553

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,7886	-15,9931	0,	359,8149

Include ☒ Floors ☐ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1,3759	-0,9274	10207,3978	1,3759	0,9274	-9694,678
Moment	252412,582	-127180,45	25,5174	-239596,04	120743,333	-25,5174

Charges verticales reprises par les voiles = **34%**

Charges verticales reprises par les portiques = **66%**

➤ **Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'**ETABS** (combinaison **E_x** et **E_y**) :

$$\%V_{voiles} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\%V_{portiques} = 100\% - \%V_{voiles}$$

Sens X-X :

Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,7039	-17,2991
End Point	17,8605	-16,5528

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,9217	-16,926	0,	1,1382

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2039,493	39,728	5,559E-11	2039,493	39,728	6,056E-11
Moment	854,0136	43741,461	51099,069	854,0136	43741,461	51099,069

Charges horizontales reprise par les voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,7039	-17,2991
End Point	17,8605	-16,5528

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,9217	-16,926	0,	1,1382

Include ☒ Floors ☐ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1793,863	35,2396	77,6757	1793,863	35,2396	77,6757
Moment	2133,3615	27643,2579	45696,989	2133,3615	27643,2579	45696,989

Effort horizontal repris par les voiles = **88%**

Effort horizontal repris par les portiques = **12%**

Sens Y-Y :

Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,1442	-16,9882
End Point	19,4154	-16,6772

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,1356	-16,8327	0,	0,4621

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	19,902	2109,9091	1,832E-10	19,902	2109,9091	1,894E-10
Moment	45610,885	441,8751	31623,99	45610,885	441,8751	31623,99

Charges horizontales reprise par les voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,1442	-16,9882
End Point	19,4154	-16,6772

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,1356	-16,8327	0,	0,4621

Include ☒ Floors ☐ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	25,2139	1922,296	490,3522	25,2139	1922,296	490,3522
Moment	1358,3187	7199,3452	29035,8787	1358,3187	7199,3452	29035,8787

Effort horizontal repris par les voiles = **91%**

Effort horizontal repris par les portiques = **9%**

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent moins de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, donc notre structure est assurée par **un système contreventement avec voiles porteurs R= 3,5**

 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique 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 .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **$0.8V/V_t$** .

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau **4-1 RPA 99**).

Groupe d'usage : 2
Zone IIa } **A = 0.15**

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement
R = 3,5

W : poids total de la structure **W = 30004,98 KN**.

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 1,065 s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 1,83$$

D'où : D = 2,7

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **$Q=1+\Sigma P_q$**

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2. redondance en plan	Non	0.05
3. régularité en élévation	Non	0.05
4. régularité en plan	Non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Q = 1,20

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad \Rightarrow \quad V = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,20}{3,5} \times 30004,98$$

V = 4166,40 KN

Sens	VMSE (KN)	0.8VMSE(KN)	Vt(KN)	Observation
X	4166,40	3333,12	3661,57	C.V
Y			3565,25	C.V

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces**.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
2443,29	0,45	0,48	C.N.V
1876,96	0,40	0,47	C.N.V
1393,44	0,35	0,35	C.N.V
580,14	0,25	0,37	C.N.V

Nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux RDC et 1^{ère} étage : **(60×60) cm²**.
- Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage : **(55×55) cm²**.
- Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage : **(45×45) cm²**.
- Poteaux 6^{ème} /.../ terrasse : **(35×35) cm²**.

L'analyse a été refaite tout en respectant les nouvelles sections des poteaux, les nouveaux résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
2579,59	0,60	0,29	C.V
1972,01	0,55	0,26	C.V
1435,26	0,45	0,28	C.V
941,96	0,35	0,30	C.V

Justification vis-à-vis les déformations :

Selon l'article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau ($k-1$) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	R	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
9	0,0391	0,0034	3,5	0,0119	0,036	C.V
8	0,0357	0,0038	3,5	0,0133	0,036	C.V
7	0,0319	0,0041	3,5	0,0143	0,036	C.V
6	0,0278	0,0044	3,5	0,0154	0,036	C.V
5	0,0234	0,0046	3,5	0,0161	0,036	C.V
4	0,0188	0,0046	3,5	0,0161	0,036	C.V
3	0,0142	0,0045	3,5	0,0157	0,036	C.V
2	0,0097	0,0040	3,5	0,0140	0,036	C.V
1	0,0057	0,0033	3,5	0,0115	0,036	C.V
RDC	0,0024	0,0024	3,5	0,0084	0,0442	C.V

Sens Y-Y :

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	R	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
9	0,0439	0,0048	3,5	0,0168	0,036	C.V
8	0,0391	0,0050	3,5	0,0175	0,036	C.V
7	0,0341	0,0051	3,5	0,0178	0,036	C.V
6	0,0290	0,0052	3,5	0,0182	0,036	C.V
5	0,0238	0,0052	3,5	0,0182	0,036	C.V
4	0,0186	0,0050	3,5	0,0175	0,036	C.V
3	0,0136	0,0046	3,5	0,0161	0,036	C.V
2	0,009	0,004	3,5	0,0140	0,036	C.V
1	0,005	0,003	3,5	0,0105	0,036	C.V
RDC	0,002	0,002	3,5	0,007	0,0442	C.V



Justification vis-à-vis 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 à tous les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k x \Delta_k}{V_k x h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ,

V_k : effort tranchant de l'étage k ,

h_k : hauteur de l'étage K ,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x-x, y-y sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h_k (m)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			V_k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k	V_k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k
9	2846,09	3,06	584,34	0,0119	0,0189	747,45	0,0168	0,0209
8	2840,48	3,06	1028,87	0,0133	0,0119	1314,13	0,0175	0,0123
7	2842,49	3,06	1367,03	0,0143	0,0097	1748,41	0,0178	0,0094
6	2842,48	3,06	1643,75	0,0154	0,0087	2088,13	0,0182	0,0080
5	2989,36	3,06	1891,71	0,0161	0,0083	2381,27	0,0182	0,0074
4	2989,36	3,06	2113,56	0,0161	0,0074	2654,48	0,0175	0,0064
3	3172,96	3,06	2308,39	0,0157	0,0070	2907,13	0,0161	0,0057
2	3172,96	3,06	2479,01	0,0140	0,0058	3117,7	0,0140	0,0046
1	3916,73	3,06	2635,58	0,0115	0,0056	3282,35	0,0105	0,0040
RDC	4466,17	4,42	2729,25	0,0084	0,0031	3366,62	0,007	0,0021

Conclusion :

$\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

Effet de la torsion d'axe vertical :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

Suivant X-X : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_X \rightarrow |C_M - C_R| \leq 0.05 \times 27,1 = 1,355m.$

Suivant Y-Y : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_Y \rightarrow |C_M - C_R| \leq 0.05 \times 14,1 = 0,705m.$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
RDC	13,169	6,881	13,320	7,996	-0,151	-1,115
01	13,123	7,084	13,238	7,446	-0,115	-0,362
02	13,362	8,228	13,228	7,549	0,134	0,679
03	13,36	8,227	13,261	7,800	0,099	0,427
04	13,357	8,225	13,292	8,067	0,065	0,158
05	13,355	8,225	13,320	8,325	0,035	-0,100
06	13,353	8,223	13,342	8,585	0,011	-0,362
07	13,353	8,223	13,361	8,833	-0,008	-0,610
08	13,353	8,225	13,376	9,063	-0,023	-0,838
09	13,34	8,374	13,39	9,262	-0,05	-0,888

Conclusion :

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Conclusion générale :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

V.7.Les efforts internes dans les éléments :

Poteaux :

Zone	niveau	section	N(KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	Ai (cm ²)	ACNF (cm ²)	Achoisi	Aadopté
I	RDC et 1 ^{er} étage	60x60	N ^{max} = -2593,87	M ^{corr} = -4,706	SEC	0	0	10,15	4HA20	12,56
			N ^{min} = -2,6	M ^{corr} = -0,063	SEC	0	0			
			N ^{corr} = -1519,89	M ^{max} = 93,185	SEC	0	0			
II	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55x55	N ^{max} = -1986,84	M ^{corr} = -8,384	SEC	0	0	8,49	2HA16+ 2HA20	10,3
			N ^{min} = -207,2	M ^{corr} = -0,753	SEC	0	0			
			N ^{corr} = -807,31	M ^{max} = 76,079	SEC	0	0			
III	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	45x45	N ^{max} = -1465,1	M ^{corr} = -3,983	SEC	0	0	5,65	4HA14	6,15
			N ^{min} = -107,26	M ^{corr} = -0,98	SEC	0	0			
			N ^{corr} = -763,94	M ^{max} = -78,198	SEC	0	0			
IV	6 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	25x25	N ^{max} = -967,39	M ^{corr} = -1,961	SEC	0,88	1,48	1,64	4HA14	6,15
			N ^{min} = -2,6	M ^{corr} = -0,063	SEC	0	0			
			N ^{corr} = -153,32	M ^{max} = 51,735	SPC	7,53	0			

Tableau IV.1: Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.

Poutres :

		Poutres principale de rive			Poutres principale intermédiaire		
Zone	Longueur	Moment en travée	Moment aux appuis		Moment en travée	Moment aux appuis	
			Nappe sup (-)	Nappe inf (+)		Nappe sup (-)	Nappe inf (+)
I	5,7 m	+8,288	-16,904	+7,461	+73,556	-101,467	+4,395
	5 m	+11,347	-22,401	+8,272	+46,039	-61,97	+4,953
	3 m	+7,855	-11,403	+0,651	+17,986	-24,998	+1,426
II	5,7 m	+7,317	-16,498	+6,497	+65,052	-93,362	+10,747
	5 m	+10,497	-22,797	+8,19	+40,875	-60,279	+5,943
III	5,7 m	+7,376	-19,942	+6,305	+69,133	-99,446	+10,603
	5 m	+10,91	-23,834	+8,578	+42,606	-65,497	+8,268
IV	5,7 m	+9,198	-27,074	+7,168	+91,389	-106,483	+37,321
	5 m	+14,93	-32,662	+12,572	+52,756	-90,167	+24,787

Tableau IV.2: Les moments des poutres principales.

Poutre secondaire de rive					Poutre secondaire intermédiaire				
Zone	Longueur	Moment en travée	Nappe sup (-)	Nappe inf (+)	Zone	Longueur	Moment en travée	Nappe sup (-)	Nappe inf (+)
I	3,5 m	4,544	-13,215	7,229	I	3,15 m	4,096	2,119	-5,138
	3,15 m	2,664	-3,282	0,946		4,5 m	8,15	-10,647	-0,64
	4,50 m	3,203	-8,18	1,518		4,80 m	8,904	-12,092	-1,578
	4,80 m	5,969	-7,86	-0,602		4,3 m	7,438	-9,29	-0,599
	4,30 m	2,822	-7,827	1,996		3,05 m	3,796	-6,048	-0,091
	3,05 m	2,479	-3,292	1,327	II	3,15 m	4,182	-8,334	3,744
	3,40 m	4,753	-15,539	8,444		4,5 m	7,53	-10,92	-0,481
II	3,5 m	8,212	-23,306	14,453		4,80 m	7,959	-11,582	-1,769
	3,15 m	4,213	-7,702	3,124		4,30 m	6,884	-9,833	-0,351
	4,50 m	3,348	-9,94	2,71		3,05 m	4,267	-8,032	1,636
	4,80 m	8,083	-11,407	0	III	3,15 m	5,334	-10,04	4,533
	4,30 m	3,155	-9,428	2,772		4,5 m	8,096	-12,157	-0,565
	3,05 m	4,026	-7,572	0,921		4,80 m	7,675	-13,116	1,65
	3,40 m	7,731	-23,856	14,822		4,30 m	7,396	-11,077	0,109

III	3,5 m	11,579	-32,071	21,071		3,05 m	5,194	-9,57	4,552
	3,15 m	4,88	-9,516	4,075	IV	3,15 m	8,567	-2,526	6,54
	4,50 m	4,049	-12,783	3,983		4,5 m	11,028	-11,577	5,338
	4,80 m	7,937	-12,595	1,906		4,80 m	5,19	-19,505	0,093
	4,30 m	3,824	-12,343	4,014		4,30 m	10,354	-10,531	5,166
	3,05 m	4,732	-9,222	4,119		3,05 m	8,655	-1,972	8,13
	3,40 m	10,883	-32,257	20,589					
IV	3,5 m	16,14	-57,78	34,071					
	3,15 m	6,006	-8,457	2,971					
	4,50 m	2,445	-26,783	11,005					
	4,80 m	13,338	-17,145	5,93					
	4,30 m	6,238	-26,605	11,719					
	3,05 m	5,842	-7,709	4,562					
	3,40 m	15,367	-58,076	34,183					

Tableau IV. 3: Les moments des poutres secondaires.

Moment max en travée et au appui pour les poutres principale et secondaires :

Poutre principale:

Poutre principale de rive					Poutre principale intermédiaire				
Zone	Longueur	Moment en travée	comb	Moment au appui	Zone	Longueur	Moment en travée	comb	Moment au appui
I	5 m	11,347	ELU	-22,401	I	5,7 m	73,556	ELU	-101,467
II	5 m	10,497	ELU	-22,797	II	5,7 m	65,052	ELU	-93,362
III	5 m	10,91	ELU	-23,834	III	5,7 m	69,133	ELU	-99,446
IV	5 m	14,93	ELU	-32,662	IV	5,7 m	91,389	ELU	-106,483

Tableau IV. 4: Les moments max des poutres principales.

Poutre secondaire :

Poutre secondaire de rive						Poutre secondaire intermédiaire					
Z o n e	Longueur	Moment en travée	comb	Longueur	Moment aux appuis	Zone	Longueur	Moment en travée	comb	Longueur	Moment aux appuis
I	4,8 m	5,969	ELU	3,4 m	-15,539	I	4,80 m	8,904	ELU	4,80 m	-12,092
II	3,5 m	8,212	ELU	3,4 m	-23,856	II	4,80 m	7,959	ELU	4,80 m	-11,582
II I	3,5 m	11,579	ELU	3,4 m	-32,257	III	4,50 m	8,096	ELU	4,80 m	-13,116
I V	3,5 m	16,14	ELU	3,4 m	-58,076	IV	4,50 m	11,028	ELU	4,80 m	-19,505

Tableau IV. 5 : Les moments max des poutres secondaires.

Voile :

voile	Zone	δ_{11} (Top)				δ_{22} (Top)			
		$\sigma_{\max}$	Comb	$\sigma_{\min}$	Comb	$\sigma_{\max}$	Comb	$\sigma_{\min}$	Comb
VL01 = 0,8m	I	575,3	ELU	-1204,46	ELU	-983,19	0,8GE _X	-6040,03	
	II	482,68	ELU	-1053,66	ELU	1002,3	ELU	-5312,95	ELU
	III	2012,79	ELU	-2465,5	ELU	ELU	ELU	-12336,9	ELU
VL02= 1m	I	347,62	ELU	-805,02	ELU	-1134,84	0,8GE _X	-4115,1	ELU
	II	482,55	ELU	-1028,75	ELU	911,67	ELU	-5222,22	ELU
	III	2087,59	ELU	-2438,25	ELU	10432,98	ELU	-12195,06	ELU
VL03= 0,9m	I	225,73	ELU	-436,72	ELU	-734,28	0,8GE _X	-2183,58	ELU
	II	195,46	ELU	-333,56	ELU	-457,97	0,8GE _X	-1709,06	ELU
	III	154,53	ELU	-439,57	ELU	511,65	ELU	-2307,19	ELU
VL04= 2,4m	I	453,79	ELU	-868,46	ELU	-1228,72	0,8GE _X	-3586,61	ELU
	II	346,9	ELU	-778,65	ELU	-736,69	0,8GE _X	-3161,69	ELU
	III	358,77	ELU	-804,61	ELU	353	ELU	-2128,97	ELU
VT01= 1,5m	I	187,89	ELU	-457,02	ELU	-707,95	0,8GE _X	-2330,01	ELU
	II	159,7	ELU	-335,94	ELU	-384,38	0,8GE _X	-1930,91	ELU
	III	375,42	ELU	-429,32	ELU	1795,76	ELU	-2230,6	ELU
VT02= 1,5m	I	128,05	ELU	-432,92	ELU	-800,02	0,8GE _X	-2165,12	ELU
	II	105,35	ELU	-315	ELU	-470,36	0,8GE _X	-1654,98	ELU

	III	115,16	ELU	-297,03	ELU	201,3	ELU	-1540,87	ELU
VT03=2,4m	I	489,75	ELU	-1198,95	ELU	-172,57	0,8GE _x	-5903,06	ELU
	II	546,81	ELU	-1400,51	ELU	2744,43	ELU	-7031,83	ELU
	III	1820,19	ELU	-2508,33	ELU	8776,94	ELU	-11208,76	ELU

Tableau IV. 6 : Les contraintes des voiles sous δ_{11} (Top) et δ_{22} (Top)

voile	Zone	δ_{11} (Bottom)				δ_{22} (Bottom)			
		$\sigma_{\max}$	Comb	$\sigma_{\min}$	Comb	$\sigma_{\max}$	Comb	$\sigma_{\min}$	Comb
VL01 = 0,8m	I	574,04	ELU	-1204,63	ELU	-959,41	0,8GEx	-6025,96	ELU
	II	493,22	ELU	-1041,58	ELU	973	ELU	-5275,31	ELU
	III	2004,61	ELU	-2537,75	ELU	9990,59	ELU	-12698,59	ELU
VL02= 1m	I	356,58	ELU	-792,69	ELU	-1160,11	0,8GEx	-4092,98	ELU
	II	497,66	ELU	-996,03	ELU	974,04	ELU	-5055,12	ELU
	III	2152,1	ELU	-2365,03	ELU	10755,73	ELU	-11829,22	ELU
VL03= 0,9m	I	225,89	ELU	-427,64	ELU	-719,01	0,8GEx	-2138,09	ELU
	II	196,65	ELU	-337,74	ELU	-461,15	0,8GEx	-1731,85	ELU
	III	157,58	ELU	-437,5	ELU	514,82	ELU	-2292,55	ELU
VL04= 2,4m	I	237,37	ELU	-807,2	ELU	-1231,84	0,8GEx	-3478,13	ELU
	II	221,42	ELU	-650,85	ELU	-742,02	0,8GEx	-2897,84	ELU
	III	1438,64	ELU	-467,15	ELU	447,71	ELU	-1873,84	ELU
VT01= 1,5m	I	184,93	ELU	-462,69	ELU	-715,49	0,8GEx	-2334,45	ELU
	II	163,22	ELU	-344,73	ELU	-388,81	0,8GEx	-1897,89	ELU
	III	384,45	ELU	-437,83	ELU	1840,89	ELU	-2272,51	ELU
VT02= 1,5m	I	123,16	ELU	-432,43	ELU	-788,58	0,8GEx	-2161,61	ELU
	II	104,1	ELU	-309,96	ELU	-465,98	0,8GEx	-1630,58	ELU
	III	114,94	ELU	-293,18	ELU	209,73	ELU	-1522,49	ELU
VT03=2,4m	I	313,82	ELU	-1093,78	ELU	-42,67	0,8GEx	-5415,18	ELU
	II	446,14	ELU	-1230,31	ELU	2218,02	ELU	-6290,83	ELU
	III	1794,74	ELU	-1721,56	ELU	8067,66	ELU	-8361,37	ELU

ITableau IV.7 : Les contraintes des voiles sous δ_{11} (Bottom) et δ_{22} (Bottom)

VI.1.Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- ✚ Effort normal maximal ($N_{\max}$) et moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal et ($N_{\min}$) et moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment maximal ($M_{\max}$) et effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

Sous les combinaisons :

- Situation durable : à l'ELU **$1,35G + 1,5Q$**
- Situation accidentelle : les réactions sismiques

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Et selon les caractéristiques mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Tableau IV.1: Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

VI.1.1.Recommandation du RPA 2003 :

- Armatures longitudinales : (**Art.7.5.2.2/ RPA99 révisé 2003**)
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**,
 - La longueur minimale de recouvrement est de **$40\phi_l$ (zone IIa)**,
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone IIa**.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

➤ Section minimale et maximale d'armatures longitudinales :

Section de poteaux (cm ²)	Minimale d'armature 0,8% b h (cm ²)	maximale d'armature	
		Zone courante 4% b h (cm ²)	Zone de recouvrement 6% b h (cm ²)
Poteaux (60x60)	28,8	144	216
Poteaux (55x55)	24,2	121	181,5
Poteaux (45x45)	16,2	81	121,5
Poteaux (25x25)	5	25	37,5

Tableau IV.2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

VI.1.2.calcul de ferrailage à l'ELU :➤ **Armatures longitudinales :**

Pour la détermination des armatures longitudinales, deux cas peuvent être présentés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

● **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- 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) :

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

- le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right] b h f_{bu}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

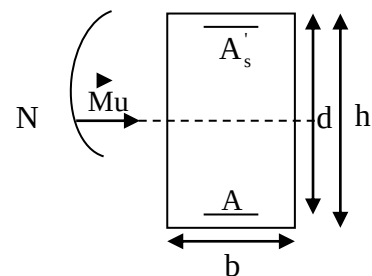


Figure VI.1 : ferrailage de la section partiellement armée.

M_f : moment fictif. $M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392$  la Section est Simplement Armée (**SSA**).

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392$  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.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

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

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right] b h f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h f_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{la Section est Doublement Armée (SDA).}$$

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h f_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{la Section est Simplement Armée (SSA).}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_1 = 0.$$

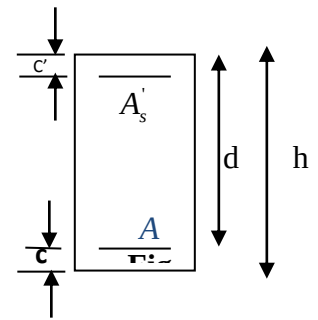


Figure VI.2: ferrailage de la section entièrement comprimée.

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le meme ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC ; 1^{er} étage.

Zone II : 2^{eme} et 3^{eme} étage.

Zone III : 4^{eme} et 5^{eme} étage.

Zone V : 6^{eme}, ... , 10^{eme} étage

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel

« **SOCOTEC** »

Exemple de calcul manuel :**Poteau 60x60 :**

$N_{\max} = 2593,87\text{KN}$, $M_{\text{cor}} = 4,706\text{KN.m}$ (effort de compression sens longitudinal)

$$\frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 57\text{cm} = 0,57\text{m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = e_u = \frac{4,706}{2593,87} = 0,0018\text{m}$$

$$0,57\text{m} > 0,0018\text{m}.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 4,706 + 2593,87 \left(\frac{60}{2} - 3 \right) = 705,05\text{KN.m}$$

$$M_f = 705,05\text{KN.m}$$

$$N_u (d - c') = 2593,87 (0,57 - 0,03) = 1400,69\text{KN.m}$$

$$\left[0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right] b h f_{bu} = \left[0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,6} \right] 0,6 \times 0,6 \times 14,2 = 1515,71\text{KN.m}$$

1400,69KN.m < 1515,71KN.m  **Section Partiellement Comprimée (SPC)**

La section d'armature :

$$A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Calcul de la section non fragilité (A_{CNF}) :

niveau	section	Ns(KN)	Ms (KN.m)	e _s (m)	A _{CNF} (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	N ^{max} = -2593,87	M ^{corr} = - 4,706	1,78x10 ⁻³	10,15
		N ^{min} = -2,6	M ^{corr} = - 0,063	-9,6x10 ⁻³	10,02
		N ^{corr} = -1519,89	M ^{max} = 93,185	-0,06	10,11
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55x55	N ^{max} = -1986,84	M ^{corr} = - 8,384	4,2x10 ⁻³	8,49
		N ^{min} = -207,2	M ^{corr} = - 0,753	3,74x10 ⁻³	8,49
		N ^{corr} = -807,31	M ^{max} = 76,079	0,09	8,44
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	45x45	N ^{max} = -1465,1	M ^{corr} = - 3,983	2,71x10 ⁻³	5,61
		N ^{min} = -107,26	M ^{corr} = -0,98	-9,5x10 ⁻³	5,61
		N ^{corr} = -763,94	M ^{max} = - 78,198	0,10	5,65
6 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	25x25	N ^{max} = -967,39	M ^{corr} = - 1,961	2,02x10 ⁻³	1,63
		N ^{min} = -2,6	M ^{corr} = - 0,063	0,02	1,64
		N ^{corr} = -153,32	M ^{max} = 51,735	-0,33	1,56

Tableau VI.3: section de non fragilité

VI.1.3. vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition minimale de RPA :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{minRPA}} = 0,8\% bh$$

Section de poteaux (cm ²)	Zone	choix	A _{adopté}	A _{minRPA}	Observation
Poteaux (60x60)	I	12HA20	37,69	28,8	C.V
Poteaux (55x55)	II	8HA16+ 4HA20	28,64	24,2	C.V
Poteaux (45x45)	III	12HA14	18,45	16,2	C.V
Poteaux (25x25)	IV	4HA12	6,15	5	C.V

Tableau VI.4: vérification de la condition minimale de RPA

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher le mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- ✚ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✚ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✚ Positionner les armatures longitudinales
 - Diamètre des armatures transversales : (Art A.81, 3 / BAEL 91modifié99)

$$\phi_t > \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm} \quad \phi_t = 8\text{mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales sera encadrés par deux cadres en Ø8 (4HA8) soit **At = 2,01cm²**

- Espacement des armatures transversales :

- Selon le BAEL 91modifié 99 (Art 8.1, 3) :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) = (14\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$S_t = 10\text{cm.}$$

Zone courante :

$$S_t \leq (15\phi_l^{\min}) = (15 \times 1,4) = 18\text{cm}$$

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

- Selon le RPA99 modifié 2003 (Art 7.4.2.2) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rho_a = 2,5$$

$$\text{Si } \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

Avec λ_g : Élancement géométrique du poteau.

Remarque :

Le calcul se fera pour le poteau du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Calcul d'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

a et b: dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 4,42}{0,6} = 5,15$$

$$5,15 > 5 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2,5$$

L'effort tranchant (V_u) :

Section de poteaux (cm ²)	Zone	Effort tranchant (KN)	
		ELU	ELS
Poteaux (60x60)	I	55,8	40,19
Poteaux (55x55)	II	52,35	37,9
Poteaux (45x45)	III	57,04	41,31
Poteaux (25x25)	IV	36,6	26,63

Tableau VI.5 : Effort tranchant à l'ELU et l'ELS

Calcul de la section d'armature transversale :

Zone nodale : St = 10cm Vu = 55,8KN

$$A_t = 100 \times \frac{2,5 \times 55,8}{600 \times 400} \times 10^3 = 58,12 \text{ mm}^2$$

Zone courante: St = 15cm Vu = 55,8KN

$$A_t = 150 \times \frac{2,5 \times 55,8}{600 \times 400} \times 10^3 = \mathbf{87,19 mm^2}.$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$  $A_t^{\min} = 0,3\% St.b$
- Si $\lambda_g \leq 3$  $A_t^{\min} = 0,8\% St.b$
- Si $3 < \lambda_g \leq 5$  **interpolé entre les deux valeurs précédentes**

Avec :

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction considéré

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

niveau	λ_g	$\frac{A_t}{bS_t} \%$	Zone	$A_{\min} = \% . St.b$ (cm ²)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{choi} (cm ²)	Vérificati on $A_{\min} \leq$ A_{choi}
60x60 RDC	5,15	0,3%	nodale	1,8	0,581	4HA8= 2,01	C.V
			courante	2,7	0,872	4HA8= 2,01	C.V
60x60 1^{er} étage	3,57	0,55%	nodale	3,3	0,872	4HA8= 2,01	C.V
			courante	4,95	1,308	4HA8= 2,01	C.V
55x55 2^{eme} et 3^{eme}			nodale	3,025	0,892	4HA8=2, 01	C.V

étage	3,89	0,55%	courante	4,735	1,332	4HA8=2,01	C.V
45x45 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	4,76	0,55%	nodale	2,475	1,188	4HA8=2,01	C.V
			courante	3,712	1,782	4HA8=2,01	C.V
25x25 6 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	8,57	0,3%	nodale	0,75	0,915	4HA8=2,01	C.V
			courante	1,125	1,372	4HA8=2,01	C.V

Tableau VI.6: Quantité minimale d'armature transversale

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus $A_{\min} \leq A_{\text{choi}}$

- Les poteaux (RDC ,1^{er} étage, 6^{ème} étage jusqu'au 10^{ème} étage) seront encadrés avec un cadre de T8 de sections transversales ($4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$) dans la zone nodale et la zone courante.
- Les poteaux du 2^{ème} ,3^{ème} étage seront encadrés avec ($4HA12 = 4,52$) dans la zone nodale et avec ($4HA14 = 6,15$) dans la zone courante.
- Les poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage seront encadrés avec ($4HA10 = 3,14$) dans la zone nodale et avec ($4HA12 = 4,52$) dans la zone courante.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10\phi_t^{\min} = 8\text{cm}$.

➤ **Longueur de recouvrement : (Art 7.4.2.1 RPA99modifié2003)**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L = 40\phi_l$

- Pour HA20 : $L = 40 \times 2 = 80\text{cm.}$
- Pour HA14 : $L = 40 \times 1,4 = 56\text{cm.}$
- Pour HA12 : $L = 40 \times 1,2 = 48\text{cm.}$
- Pour HA16 : $L = 40 \times 1,6 = 64\text{cm.}$

➤ **Longueur du scellement droit : (Art 2.3.2 BAEL 91 modifié 99)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 f_{t28}$$

Ψ : 1,5 pour les aciers à haute adhérence

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

- Pour HA20 : $l_s = 70,547\text{cm.}$
- Pour HA14 : $l_s = 56,44\text{cm.}$
- Pour HA12 : $l_s = 49,38.$
- Pour HA16 : $l_s = 42,33\text{cm.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art 7.4.3.2 RPA 99 modifié 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1,875\text{MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04 \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1\text{MPa}$$

niveau	V _u (KN)	b	h	λg	ρ _b	τ _u	$\bar{\tau}_u$	Vérifica tion $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
60x60 RDC	55,8	60	60	5,15	0,075	0,0163	1,875	C.V
60x60 1 ^{er} étage	55,8	60	60	3,57	0,04	0,0163	1	C.V
55x55 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	52,35	55	55	3,89	0,04	0,0183	1	C.V
45x45 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	57,04	45	45	4,76	0,04	0,0302	1	C.V
25x25 6 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	36,6	25	25	8,57	0,075	0,0665	1,875	C.V

Tableau VI.7: vérification des contraintes tangentielles

VI.1.4. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire ; car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2 BAEL91modifié99) :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348MPa}.$$

Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes calculées en utilisant le logiciel

« **SOCOTEC** » :

section	Ns(KN)	Ms (KN.m)	OBS	$\sigma_{bc\sup}$	$\sigma_{bc\inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
60x60	$N^{\max} = -1883,54$	$M^{\text{corr}} = -3,363$	SEC	4,81	4,66	15	C.V
	$N^{\min} = -21,41$	$M^{\text{corr}} = 0,207$	SEC	0,05	0,06		
	$N^{\text{corr}} = -1107,08$	$M^{\max} = 66,912$	SEC	1,3	4,27		
55x55	$N^{\max} = -1443,9$	$M^{\text{corr}} = -6,104$	SEC	4,51	4,15	15	C.V
	$N^{\min} = -290,96$	$M^{\text{corr}} = -1,089$	SEC	0,9	0,84		
	$N^{\text{corr}} = -588,34$	$M^{\max} = 54,065$	SPC	0,2	3,33		
45x45	$N^{\max} = -1064,55$	$M^{\text{corr}} = -2,889$	SEC	4,98	4,66	15	C.V
	$N^{\min} = -150,9$	$M^{\text{corr}} = 1,434$	SEC	0,6	0,76		
	$N^{\text{corr}} = -555,87$	$M^{\max} = -56,636$	SPC	5,66	0		
25x25	$N^{\max} = -702,94$	$M^{\text{corr}} = -1,421$	SEC	9,04	8,32	15	C.V
	$N^{\min} = -3,67$	$M^{\text{corr}} = -0,089$	SEC	0,07	0,02		
	$N^{\text{corr}} = -111,83$	$M^{\max} = 37,574$	SPC	0	13,4		

Tableau VI.8 : vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

Section	Ns(KN)	Ms (KN.m)	OBS	$\sigma_{st\sup}$	$\sigma_{st\inf}$	$\overline{\sigma_{st}}$	Vérification
60x60	$N^{\max} = -1883,54$	$M^{\text{corr}} = -3,363$	SEC	72,1	70	348	C.V
	$N^{\min} = -21,41$	$M^{\text{corr}} = 0,207$	SEC	0,75	0,87		
	$N^{\text{corr}} = -1107,08$	$M^{\max} = 66,912$	SEC	21,8	61,8		
55x55	$N^{\max} = -1443,9$	$M^{\text{corr}} = -6,104$	SEC	67,3	62,6	348	C.V
	$N^{\min} = -290,96$	$M^{\text{corr}} = -1,089$	SEC	13,5	12,7		
	$N^{\text{corr}} = -588,34$	$M^{\max} = 54,065$	SPC	5,51	47,4		
45x45	$N^{\max} = -1064,55$	$M^{\text{corr}} = -2,889$	SEC	74,3	70,2	348	C.V
	$N^{\min} = -150,9$	$M^{\text{corr}} = 1,434$	SEC	9,23	11,3		
	$N^{\text{corr}} = -555,87$	$M^{\max} = -56,636$	SPC	78,6	-4,18		
25x25	$N^{\max} = -702,94$	$M^{\text{corr}} = -1,421$	SEC	134,4	126,1	348	C.V
	$N^{\min} = -3,67$	$M^{\text{corr}} = -0,089$	SEC	0,94	0,42		
	$N^{\text{corr}} = -111,83$	$M^{\max} = 37,574$	SPC	-236,1	141,7		

Tableau VI.9 : vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS

Conclusion :

Après tout calculs fait et vérification faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

niveau	section	ferrailage
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	12HA20
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55x55	8HA16+ 4HA20
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	45x45	12HA14
6 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	25x25	4HA12

Tableau VI.10: résultats de ferrailage des poteaux

V.2.Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par **L ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA 99** et le **BAEL 91** puis seront vérifiées à l'ELS :

$$\begin{aligned} & \text{+} \quad 1.35G + 1.5Q \quad \text{à L'ELU.} \\ & \quad G + Q \quad \text{à L'ELS.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{+} \quad G + Q + E \quad \text{RPA99 révisé 2003.} \\ & \quad 0.8 G + E \quad \text{RPA99 révisé 2003.} \end{aligned}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

V.2.1.Recommandations du RPA :

A. Armatures longitudinales :

+ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section :

$$\text{Poutre principales : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

+ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

+ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

+ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

B. Armatures transversales :

+ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

✚ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

✚ Les premières armatures transversales doivent être disposée à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{On calcul le moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

M_u : Un moment de flexion supporté par la section.

✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

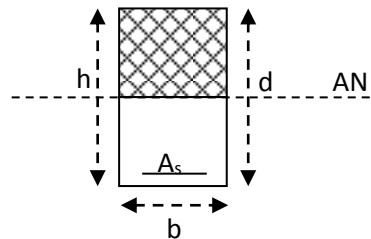


Figure VI.1: Ferrailage de la poutre simplement armée.

✚ Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à .d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

$$\text{On calcul : } \begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Armatures comprimées :
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

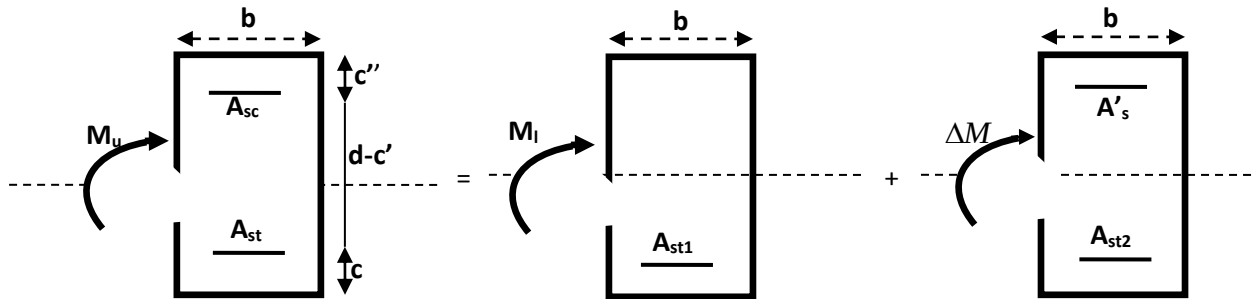


Figure VI.2: Ferrailage de la poutre doublement armée

Exemple de calcul :

- Poutre principale de rive 30x35 :

En travée :

$$\mu_u = \frac{Mu^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,347 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.026 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_s = \frac{Mu^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,347 \times 10^3}{0.987 \times 32 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.93 cm²

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{Mu^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,401 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.0189 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.018 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,401 \times 10^3}{0.991 \times 32 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12 = 3.93 cm²**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres se fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Ferrailage des poutres principales (armatures en travée) :

Poutre	Zone	Moment en travée	Comb	Section	A_s calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
P.P.R	I	11,347	ELU	SSA	As sup=0 As inf=1,05	1,16	3,39	3HA12
	II	10,497	ELU	SSA	As sup=0 As inf=0,97	1,16	3,39	3HA12
	III	10,91	ELU	SSA	As sup=0 As inf=1,01	1,16	3,39	3HA12
	IV	13,93	ELU	SSA	As sup=0 As inf=1,39	1,16	3,39	3HA12
P.P.I	I	73,556	ELU	SSA	As sup=0 As inf=7,46	1,16	7,69	5HA14
	II	65,052	ELU	SSA	As sup=0 As inf=6,5	1,16	7,69	5HA14
	III	69,133	ELU	SSA	As sup=0 As inf=6,96	1,16	7,69	5HA14
	IV	91,389	ELU	SSA	As sup=0 As inf=9,56	1,16	10,05	5HA16

V.2.1: Tableau de Ferrailage des poutres principales en travée.

Ferrailage des poutres principales (armatures aux appuis) :

Poutre	Zone	Moment aux appuis	Comb	Section	A_s calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
P.P.R	I	-22,401	ELU	SSA	$A_s^{sup}=2,1$ $A_s^{inf}=0$	1,16	3,39	3HA12
	II	-22,797	ELU	SSA	$A_s^{sup}=2,14$ $A_s^{inf}=0$	1,16	3,39	3HA12
	III	-23,834	ELU	SSA	$A_s^{sup}=2,24$ $A_s^{inf}=0$	1,16	3,39	3HA12
	IV	-32,662	ELU	SSA	$A_s^{sup}=3,11$ $A_s^{inf}=0$	1,16	3,39	3HA12
P.P.I	I	-101,467	ELU	SSA	$A_s^{sup}=10,83$ $A_s^{inf}=0$	1,16	12,0 6	3HA16+3 HA16
	II	-93,362	ELU	SSA	$A_s^{sup}=9,81$ $A_s^{inf}=0$	1,16	10,0 5	5HA16
	III	-99,446	ELU	SSA	$A_s^{sup}=10,57$ $A_s^{inf}=0$	1,16	12,0 6	3HA16+3 HA16
	IV	-106,483	ELU	SSA	$A_s^{sup}=11,48$ $A_s^{inf}=0$	1,16	12,0 6	3HA16+3 HA16

V.2.2: Tableau de Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Ferrailage des poutres secondaires (armatures en travée) :

Poutre	Zone	Moment en travée	comb	Section	A_s calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
P.S.R	I	-22,401	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=0,98$	0,98	3,39	3HA12
	II	-22,797	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=0,88$	0,98	3,39	3HA12
	III	-23,834	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=0,89$	0,98	3,39	3HA12
	IV	-32,662	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=1,22$	0,98	3,39	3HA12
P.S.I	I	-101,467	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=0,64$	0,98	3,39	3HA12
	II	-93 ,362	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=0,89$	0,98	3,39	3HA12
	III	-99,446	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=1,26$	0,98	3,39	3HA12
	IV	-106,483	ELU	SSA	$A_s^{sup}=0$ $A_s^{inf}=1,77$	0,98	3,39	3HA12

V.2.3: Tableau de ferrailage des poutres secondaires en travée.

Ferrailage des poutres secondaires (armatures aux appuis) :

Poutre	Zone	Moment aux appuis	comb	Section	A_s calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
P.P.R	I	-22,401	ELU	SSA	$A_s^{sup}=1,34$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
	II	-22,797	ELU	SSA	$A_s^{sup}=1,28$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
	III	-23,834	ELU	SSA	$A_s^{sup}=1,46$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
	IV	-32,662	ELU	SSA	$A_s^{sup}=2,19$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
P.P.I	I	-101,467	ELU	SSA	$A_s^{sup}=1,7$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
	II	-93 ,362	ELU	SSA	$A_s^{sup}=2,65$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,39	3HA12
	III	-99,446	ELU	SSA	$A_s^{sup}=3,64$ $A_s^{inf}=0$	0,98	3,64	4HA12
	IV	-106,483	ELU	SSA	$A_s^{sup}=6,93$ $A_s^{inf}=0$	0,98	6,93	5HA14

V.2.4: Tableau de ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

Les poutres de chainages sont de 30x30 comme les poutres secondaires donc on adopte le même ferrailage que ses poutres secondaires.

VI.2.3. Vérifications à l'ELU :

 Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]

Zone I :

Poutres principales de rive:

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,16\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{A_{\min}=1,16\text{cm}^2}$$

En travée : $A_{\min}=1,16\text{cm}^2 < 3,39\text{cm}^2$  **C.V**

Aux appuis : $A_{\min}=1,16\text{cm}^2 < 3,39\text{cm}^2$  **C.V**

Poutres secondaire de rive:

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,98\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{A_{\min}=0,98\text{cm}^2}$$

En travée : $A_{\min}=0,98\text{cm}^2 < 3,39\text{cm}^2$  **C.V**

Aux appuis : $A_{\min}=0,98\text{cm}^2 < 3,39\text{cm}^2$  **C.V**

Les autres résultats sont dans le tableau ci-dessous :

poutre	zone	A _{CNF} (cm ²)	Travée	observation	Appui	observation
			A _s calculée (cm ²)		A _s calculée (cm ²)	
P.P.R	I	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	II	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	III	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	IV	1,16	3,39	CV	3,39	CV
P.P.I	I	1,16	7,69	CV	12,06	CV
	II	1,16	7,69	CV	10,05	CV
	III	1,16	7,69	CV	12,06	CV
	IV	1,16	10,05	CV	12,06	CV
P.S.R	I	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	II	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	III	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	IV	1,16	3,39	CV	3,39	CV
P.S.I	I	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	II	1,16	3,39	CV	3,39	CV
	III	1,16	3,39	CV	4,52	CV

V.2.5: Tableau de section de non fragilité.

✚ Vérification de la contrainte tangentielle :

Zone I :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres principales de rive : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{33,03 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 0,344 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires rive : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16,38 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc les contraintes sont vérifiées.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

poutre	zone	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	observation
P.P.R	I	0,344	3,33	C.V
	II	0,315	3,33	C.V
	III	0,336	3,33	C.V
	IV	0,423	3,33	C.V
P.P.I	I	1,439	3,33	C.V
	II	1,276	3,33	C.V
	III	1,305	3,33	C.V
	IV	1,338	3,33	C.V
P.S.R	I	0,20	3,33	C.V
	II	0,279	3,33	C.V
	III	0,355	3,33	C.V
	IV	0,539	3,33	C.V
P.S.I	I	0,248	3,33	C.V
	II	0,191	3,33	C.V
	III	0,233	3,33	C.V
	IV	0,243	3,33	C.V

V.2.6: Tableau de contrainte tangentielle.

✚ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91,

A.6.1.2.1) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Zone I :

Poutres principales rive :

$$V_u = T_{\text{Max}} = 33,03 \text{ KN}$$

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

$$3\text{HA}12 \rightarrow U_i = 11,304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,03 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,04} = 1,014 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires rive :

$$V_u = T_{\text{Max}} = 16,38 \text{ KN}$$

$$3\text{HA}12 \rightarrow U_i = 11,304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,38 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,04} = 0,596 \text{ MPa}$$

Les résultats sont ci-dessous :

poutre	zone	$\sum U_i$ cm	τ_{se} MPa	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	observation
P.P.R	I	11,304	0,344	3,15	C.V
	II	11,304	0,315	3,15	C.V
	III	11,304	0,336	3,15	C.V
	IV	11,304	0,423	3,15	C.V
P.P.I	I	21,98	1,439	3,15	C.V
	II	21,98	1,276	3,15	C.V
	III	21,98	1,305	3,15	C.V
	IV	25,12	1,338	3,15	C.V
P.S.R	I	11,304	0,20	3,15	C.V
	II	11,304	0,279	3,15	C.V
	III	11,304	0,355	3,15	C.V
	IV	11,304	0,539	3,15	C.V
P.S.I	I	11,304	0,248	3,15	C.V
	II	11,304	0,191	3,15	C.V
	III	11,304	0,233	3,15	C.V
	IV	11,304	0,243	3,15	C.V

V.2.7: Tableau d'adhérence et d'entraînements des barres.

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

✚ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutre principale de rive :

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,320 \times 0,30 \times 16,67 \times 10^3 = 576,11 \text{ KN}.$$

$$V_u = 33,03 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 576,11 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Poutre secondaire de rive:

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,270 \times 0,30 \times 16,67 \times 10^3 = 486,09 \text{ KN}.$$

$$V_u = 16,38 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 486,09 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

poutre	zone	V_u KN	$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ KN	Observation
P.P.R	I	33,03	576,11	C.V
	II	30,31	576,11	C.V
	III	32,33	576,11	C.V
	IV	40,64	576,11	C.V
P.P.I	I	138,21	576,11	C.V
	II	122,54	576,11	C.V
	III	125,29	576,11	C.V
	IV	128,53	576,11	C.V
P.S.R	I	16,38	486,09	C.V
	II	22,65	486,09	C.V
	III	28,8	486,09	C.V
	IV	43,68	486,09	C.V
P.S.I	I	20,16	486,09	C.V
	II	18,48	486,09	C.V
	III	18,89	486,09	C.V
	IV	19,7	486,09	C.V

V.2.8: Tableau d'influences des efforts tranchant aux appuis.

• Influence sur les armatures :

Zone I :

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

M_u : était pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutre principale de rive :

$$A_{adopt} = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left(33,03 + \frac{-22,401}{0,9 \times 0,320} \right).$$

$$A_{adopt} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq -0,128 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire de rive :

$$A_{adopt} = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left(16,38 + \frac{-15,539}{0,9 \times 0,270} \right).$$

$$A_{adopt} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq -0,137 \text{ cm}^2$$

poutre	zone	M_u (KN.m)	V_u (KN)	$A = \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$	A_{adopt} (cm ²)	Observation
P.P.R	I	-22,401	33,03	-0,128	3,39	C.V
	II	-22,797	30,31	-0,140	3,39	C.V
	III	-23,834	32,33	-0,145	3,39	C.V
	IV	-32,662	40,64	-0,209	3,39	C.V
P.P.I	I	-101,467	138,21	-0,615	7,69	C.V
	II	-93,362	122,54	-0,579	7,69	C.V
	III	-99,446	125,29	-0,632	7,69	C.V
	IV	-106,483	128,53	-0,693	10,05	C.V
P.S.R	I	-15,539	16,38	-0,137	3,39	C.V
	II	-23,856	22,65	-0,217	3,39	C.V
	III	-32,257	28,8	-0,299	3,39	C.V
	IV	-58,076	43,68	-0,561	3,39	C.V
P.S.I	I	-12,092	20,16	-0,085	3,39	C.V
	II	-11,582	18,48	-0,084	3,39	C.V
	III	-13,116	18,89	-0,101	3,39	C.V
	IV	-19,505	19,7	-0,174	3,39	C.V

V.2.9: Tableau d'influences des armatures.

 **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$

Ψ : 1,5 pour les aciers à haute adhérence

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

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835}$$

$\tau_{su} = \mathbf{2,835 MPa}$

Pour les HA12 : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm.}}$

Pour les HA14 : $l_s = \mathbf{50 \text{ cm.}}$

Pour les HA16 : $l_s = \mathbf{60 \text{ cm.}}$

Les règles de **BAEL 91** 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 « $\mathbf{0,4 l_s}$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_s = \mathbf{18 \text{ cm.}}$

Pour les HA14 : $l_s = \mathbf{20 \text{ cm.}}$

Pour les HA16 : $l_s = \mathbf{25 \text{ cm.}}$

Vérification des exigences RPA :

Poutre	Zone	En travée	Aux appuis	A _{min} RPA	Observation	
		Section totale	Section totale		Travée	appui
P.P.R	I	8HA12=9,05	8HA12=9,05	5,25	CV	CV
	II	8HA12=9,05	8HA12=9,05	5,25	CV	CV
	III	8HA12=9,05	8HA12=9,05	5,25	CV	CV
	IV	8HA12=9,05	8HA12=9,05	5,25	CV	CV
P.P.I	I	12HA14=18,47	14HA16=28,14	5,25	CV	CV
	II	12HA14=18,47	12HA16=24,12	5,25	CV	CV
	III	12HA14=18,47	14HA16=28,14	5,25	CV	CV
	IV	12HA16=24,12	14HA16=28,14	5,25	CV	CV
P.S.R	I	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
	II	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
	III	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
	IV	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
P.S.I	I	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
	II	8HA12=9,05	8HA12=9,05	4,5	CV	CV
	III	8HA12=9,05	10HA12=11,31	4,5	CV	CV
	IV	8HA12=9,05	12HA14=18,47	4,5	CV	CV

V.2.10 : Tableau de verification RPA

espacement d'armatures :

Sens principal:

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6, 30\text{cm}\right) = 8.75\text{cm} . \quad \text{On prendre } S_t=7\text{cm}$$

Soit à Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{On prendre } S_t=15\text{cm}$$

Sens secondaire:

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\text{cm}\right) = 8.75\text{cm}. \quad \text{On prendre } S_t = 7\text{cm}$$

Soit à Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \quad \text{On prendre } S_t = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

- **Sens principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1.00, 1.6, 3) = 1\text{cm}$$

- **Sens secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(0.857, 1.4, 3) = 0.857\text{cm}$$

On prend pour les deux cas des diamètres de **10mm** et de **8mm** respectivement.

Soit en cadre et un étrier $\Phi_8 = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 7 \times 35 = 0.735\text{cm}^2.$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.2.4.Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers}),$$

A : armatures adoptées à l'ELU,

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}.$$

Vérification du Ferrailage des poutres en travée à l'ELS :

poutre	zone	Ms	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\frac{\sigma_{bc}}{f_{ctd}}$	observa tion
P.P.R	I	8,585	3,39	0,35	0,908	39,35	87,16	2,21	15	C.V
	II	7,623	3,39	0,35	0,908	39,35	77,39	1,97	15	C.V
	III	7,922	3,39	0,35	0,908	39,35	80,427	2,04	15	C.V
	IV	10,869	3,39	0,35	0,908	39,35	110,35	2,80	15	C.V
P.P.I	I	52,735	8,04	0,84	0,869	23,17	235,87	10,18	15	C.V
	II	47,116	7,69	0,80	0,871	23,76	219,82	9,25	15	C.V
	III	50,072	7,69	0,80	0,871	23,76	219,82	9,25	15	C.V
	IV	66,699	10,05	1,05	0,858	20,21	241,72	11,96	15	C.V
P.S.R	I	6,093	3,39	0,42	0,900	35	73,96	2,11	15	C.V
	II	10,713	3,39	0,42	0,900	35	130,05	3,71	15	C.V
	III	15,233	3,39	0,42	0,900	35	184,92	5,28	15	C.V
	IV	24,797	3,39	0,42	0,900	35	301,02	8,60	15	C.V
P.S.I	I	6,44	3,39	0,42	0,900	35	78,18	2,23	15	C.V
	II	5,805	3,39	0,42	0,900	35	70,47	2,01	15	C.V
	III	5,899	3,39	0,42	0,900	35	71,609	2,05	15	C.V
	IV	8,028	3,39	0,42	0,900	35	97,45	2,78	15	C.V

Tableau V.2.11 : verifications des poutres en travée a L ELS.

Vérification du Ferrailage des poutres aux appuis à l'ELS :

poutre	zone	Ms	As	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
P.P.R	I	7,339	3,39	0,35	0,908	39,35	74,51	1, 89	15	C.V
	II	5,948	3,39	0,35	0,908	39,35	60,39	1,53	15	C.V
	III	6,23	3,39	0,35	0,908	39,35	63,25	1,61	15	C.V
	IV	9,148	3,39	0,35	0,908	39,35	92,87	2,36	15	C.V
P.P.I	I	3,577	12,06	1,26	0,848	17,89	10,93	0,61	15	C.V
	II	7,785	10,05	1,05	0,858	20,21	28,21	1,40	15	C.V
	III	7,683	12,06	1,26	0,848	17,89	23,48	1,31	15	C.V
	IV	27,274	12,06	1,26	0,848	17,89	83,34	4,66	15	C.V
P.S.R	I	6,093	3,39	0,42	0,900	35	73,96	2,11	15	C.V
	II	10,713	3,39	0,42	0,900	35	130,0 5	3,72	15	C.V
	III	15,233	3,39	0,42	0,900	35	184,9 2	5,28	15	C.V
	IV	24,797	3,39	0,42	0,900	35	301,0 2	8,60	15	C.V
P.S.I	I	1,534	3,39	0,42	0,900	35	18,62	0,532	15	C.V
	II	2,711	3,39	0,42	0,900	35	32,91	0,940	15	C.V
	III	3,281	3,64	0,45	0,898	34,02	37,18	1,09	15	C.V
	IV	5,915	6,93	0,86	0,868	22,88	36, 42	1,59	15	C.V

Tableau V.2.12: Vérification du ferrailage des poutres aux appuis a L ELS.
✚ Etat limite de fissuration (la flèche) :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\overline{f}$ »,

$$\overline{f} : \text{La flèche admissible } \frac{L}{500}$$

Avec :

L : la portée mesurée entre nus d'appuis.

f: La valeur de la flèche est donnée par L'ETABS

Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{570}{500} = 1,14cm$$

$$f=0,214cm < \bar{f} = 1,14cm \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{480}{500} = 0,96cm$$

$$f=0,032cm < \bar{f} = 0,96cm \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Poutres de chaînage :

$$\bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86cm$$

$$f=0,022cm < \bar{f} = 0,86cm \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

VI.3.Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. de plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il y a lieu de prévoir aux extrémités des renforts conçus comme des poteaux ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastree a la base ; soumise a un effort normal N_u , effort tranchant V_u et moment fléchissant M_u qui maximal dans la section d'encastrement

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** avec deux méthodes :

✚ **Méthode des contraintes (méthode des bondes).**

✚ **Méthode de l'ACI 318.**

Dans ce qui suit nous s'intéresse sur la méthode des contraintes pour le calcul des voiles, et pour faciliter les calculs on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage ;
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage ;
- **Zone III** : 6^{ème}, ..., 10^{ème} étage ;

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on Adoptera le ferrailage de chaque groupe celui de voile le plus sollicité.

Les combinaisons d'actions prise en considération sont les suivantes :

- **Selon le BAEL 91** $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- **Selon le RPA version 2003** $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

VI.3.1.calcul les voiles avec la méthode des contraintes :

VI.3.1.1.Exposer de la méthode :

C'est une méthode simplifiée consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) pour les bondes de largeur d en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot \vartheta'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

ϑ et **ϑ'** : bras de levier ; $\vartheta = \vartheta' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

En fonction des contraintes agissent sur le voile, trois(03) cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

✚ Détermination des efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

1. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

2. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

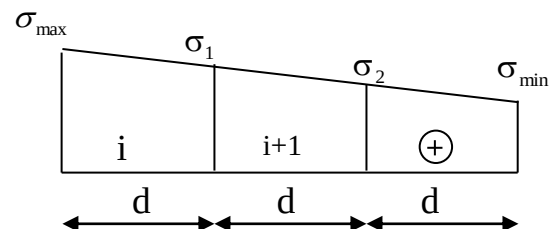


Figure VI.3.1: Schémas d'une section entièrement comprimées S.E.C

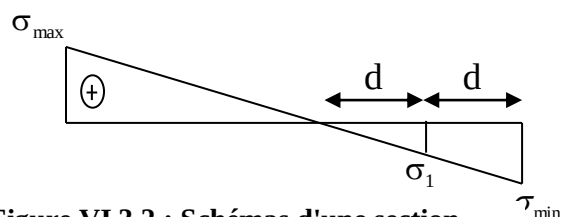


Figure VI.3.2 : Schémas d'une section partiellement comprimées S.P.C

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

3. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

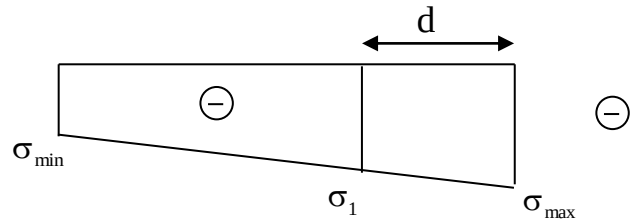


Figure VI.3.2 : Schémas d'une section entièrement tendue S.E.T

✚ Armatures verticales :

1. Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

$$B = d \cdot e$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

2. Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

3. Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 400MPa.

✚ Armatures minimales :

1. Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

2. Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ B_t \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \right\}$$

Avec :

B_t : section du béton tendue ; **B_t = d.e**

3. Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ B_t \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right\}$$

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.7.4.2)**

A_h ≥ 0.15% B Globalement dans la section du voile

A_h ≥ 0.10%B En zone courante

B : Section du béton

D'après le **BAEL 91**

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

A_v: Section d'armature verticale.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après **(l'Art7.7.4.3 RPA 2003) :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ; **V_u = 1,4.T**

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✚ Armature pour les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voile formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à **4HA10**.

✚ Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003))

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

St min {1,5(e) ; 30cm} Aux extrémités du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile.

Avec : **e = épaisseur du voile**

✚ Longueur de renversement : (Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003))

Elle est de :

- **40Ø** : pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- **20Ø** : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

✚ Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé **1/10** de l'épaisseur du voile.

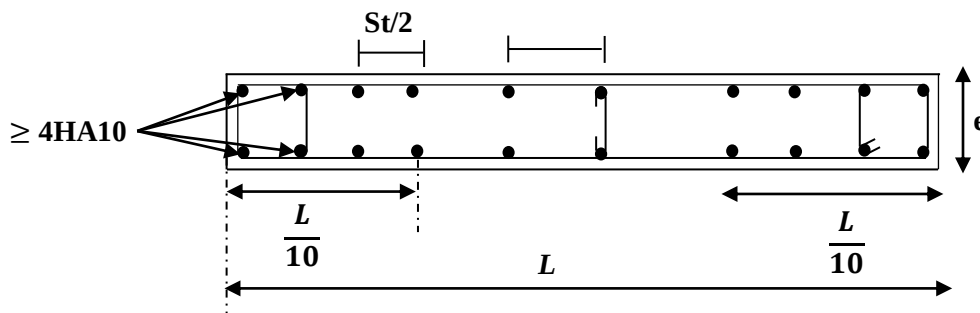


Figure VI.3.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.2.Vérifications à l'ELS :

1. Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_{v_j}}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A_{vj}: Section totale d'armatures adoptée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit satisfaire la condition suivante :

D'après le **RPA99/2003** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \text{ Tel que}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b₀: Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le **BAEL 91** :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u: La contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI.3.3.Exemple de calcul de voile :

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{L1} de la zone I :



Figure VI.3.4 : Coupe du voile longitudinale.

1. Les caractéristiques géométriques du voile :

$L = 0,8\text{m}$; $e = 0,2\text{m}$; $B = 0,16\text{m}^2$; $T = 11,09$; $V_u = 15,526\text{ kN}$; $N_s = -662,09\text{ kN}$;

$\sigma_{\max} = -983,19(\text{kN/m}^2)$; $\sigma_{\min} = -6040,03(\text{kN/m}^2)$  la section est entièrement tendue
S.E.T.

$L_t = L = 0,8\text{ m}$; $L_c = 0\text{m}$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur **(d)**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; 2\frac{L_c}{3} \right)$$

2. calcul de d :

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{0,8}{2} = 0,40\text{m}$$

$$d_1 = d_2 = 0,40\text{m}$$

2. Calcul de la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}}{2} = \frac{-983,19}{2} = -491,595\text{kN/m}^2$$

3. Calcul les efforts normaux N_1 et N_2 :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-983,19 - 491,595}{2} \cdot 0,4 \cdot 0,2 = -58,99\text{KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-491,595}{2} \cdot 0,4 \cdot 0,2 = -19,66\text{KN.}$$

4. Armature verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{-58,99}{400 \times 10^{-1}} = -1,47\text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{-19,66}{400 \times 10^{-1}} = -0,492\text{cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \frac{15,526}{400 \times 10^{-1}} = 0,43\text{ cm}^2$$

$$A'_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = -1,47 + \frac{0,43}{4} = -1,362\text{ cm}^2$$

$$A'_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = -0,492 + \frac{0,43}{4} = -0,384\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left(d.e. \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B \right) = \max \left(40.20. \frac{2,1}{400} ; 0,002 \times 0,2 \times 0,8 \times 10^4 \right)$$

$$A_{\min} \geq \max (4,2 ; 3,2)$$

$$A_{\min} = 4,2\text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Bonde 1 : $2 \times 4HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$ St = 10cm

Bonde 2: $2 \times 4HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$ St = 10cm

5. Armature horizontales:

Selon le **RPA 99** : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9,05+9,05}{4} = 4,53 \text{ cm}^2$

Selon le **BAEL** : $A_h \geq 0,15\% B$

$$A_h \geq 0,15\% 0,2 \times 0,8 \times 10^4$$

Soit: $A_h = 2 \times 5HA12 = 11,31 \text{ cm}^2$ St = 20cm

6. Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré

Soit $A_t = 4HA8$.

7. Vérifications:7.1. Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{-662,09 \times 10}{1600 + (15.9,05)} = -3,803 \text{ MPa}$$

$$-3,803 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

7.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit satisfaire la condition suivante :

D'après le **RPA99/2003** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \text{ Tel que}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{15,526 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 0,9 \times 0,8)} = 0,108 \text{ MPa}$$

$$0,108 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

D'après le **BAEL 91** :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{11,09}{(0,2 \times 0,9 \times 0,8)} = \mathbf{0,077 \text{ MPa}}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa} \right)$$

Soit : $\tau_u = \mathbf{3,26 \text{ MPa}}$

$\mathbf{0,077 \text{ MPa} < 3,26 \text{ MPa}}$  **C.V**

Remarque :

- Les espacements qui se trouvent sur les tableaux au-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)
- Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont pour une bande de 1ml de hauteur.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

 Tableau des sollicitations :

Voile	Zone	Contraintes (kN/m ²)		Ns (KN)	T (KN)	Vu = 1,4.T (KN)
		$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$			
VL01 = 0,8	I	-983,19	-6040,03	-662,09	11,09	15,526
	II	1002,3	-5312,95	-558,85	17,25	24,15
	III	10053,56	-12698,59	-612,27	41,66	58,324
VL02= 1m	I	-1160,11	-4115,10	-526,19	11,26	15,764
	II	974,04	-5222,22	-403,07	16,64	23,296
	III	10755,73	-12195,06	-395,85	-11,25	-15,75
VL03=0,9m	I	-734,28	-2183,58	-271,57	8,87	12,418
	II	-461,15	-1731,85	-190,04	14,94	20,916
	III	514,82	-2307,19	-147,49	25,89	40,572
VL04= 2,4m	I	-1231,84	-3586,61	-1183,77	9,02	12,628
	II	-742,02	-3161,69	-937,49	0,72	1,008
	III	1438,64	-2128,97	-1197,88	2,47	9,268
VT01 = 1,5m	I	-715,49	-2334,45	-496,69	8,15	11,41
	II	-388,81	-1930,91	-660,08	-11,7	-16,38
	III	1840,98	-2272,51	-302,77	-7,79	-10,906
VT02= 3m	I	-800,02	-1261,61	-920,06	77,08	107,912
	II	-470,36	-1654,98	-660,08	49,86	69,804

	III	-209,73	-1540,87	-471,65	55,21	77,294
VT03= 2,4m	I	489,75	-5903,16	-1197,85	-0,6	-0,84
	II	2744,43	-7031,83	-906,25	-21,7	-30,38
	III	8776,94	-11208,76	-566,58	-27,5	-38,5

Tableau VI.3.1: sollicitation de calcul de ferrailage des voiles.

 Tableau de ferrillage :

VL01 = 0,8m

Caractéristiques géométriques	ZONE		I	II	III
	h_{poutre}	(m)	0,3	0,3	0,3
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	0,8	0,8	0,8
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,16	0,16	0,16
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,12	2,76	2,76
Sollicitations de calcul	T	(kN)	11,09	17,25	41,66
	N _{ser}	(kN)	-662,09	-558,85	-612,27
	V _u	(kN)	15,526	24,15	58,324
	σ_{max}	(kN/m ²)	-983,19	1002,3	10053,56
	σ_{min}	(kN/m ²)	-6040,03	-5312,95	-12698,59
	σ_s	(kN/m ²)	400	348	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.P.C	S.P.C
	L _c	(m)	0,00	0,67	0,35
	L _t	(m)	0,80	0,13	0,45
	d	(m)	0,40	0,45	0,233
	d _{adopté}	(m)	0,40	0,40	0,22
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	(m)	0,40	0,27	0,23
	σ_1	(kN/m ²)	-491,595	-2081,7	-6490,39
	N ₁	(kN)	-58,99	-295,786	78,39
	N ₂	(kN)	-19,66	-56,21	-149,28
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	1,47	8,50	2,25
	Av ₂ /bande	(cm ²)	0,492	1,615	4,29

	Avj		(cm ²)	0,43	0,76	1,60
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	1,362	8,13	2,65
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	0,384	1,425	3,89
Armature minimale	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	4,20	3,2	3,2
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	9	9	4
		Bande 2	(cm)	9	5	4
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	4,53	4,53	4,53
	A _H adopté		(cm ²)	6,28	6,28	6,28
	choix de la section		(cm ²)	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
Armatures transversales	Espacement		(cm)	25	25	25
	A _t adoptées		(cm ²)	4epinglesHA8		
vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,108	0,168	0,405
	3,26	τ_u	MPa	0,077	0,12	0,289
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-3,803	-0,322	-3,527

Tableau VI.3.2: Tableau récapitulatif de calcul de ferrillage pour VL01

Voile (VL02 = 1m) :

	Zone		I	II	III
géométriques Caractéristiques	h_{poutre}	(m)	0,3	0,3	0,3
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	1,00	1,00	1,00
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,2	0,2	0,2
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,12	2,76	2,76
Sollicitation de calcul	T	(kN)	11,26	16,64	-11,25
	N _{ser}	(kN)	-526,19	-403,07	-395,85
	V _u	(kN)	15,764	23,296	-15,75
	σ_{max}	(kN/m ²)	-1160,11	974,04	10755,75
	σ_{min}	(kN/m ²)	-4115,1	-5222,22	-12195,06
	σ_s	(kN/m ²)	400	348	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.P.C	S.P.C
	L _c	(m)	0,00	0,84	0,47
	L _t	(m)	1,00	0,16	0,53
	d	(m)	0,50	0,56	0,313
	d _{adopté}	(m)	0,50	0,50	0,31
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	(m)	0,50	0,28	0,22
	σ_1	(kN/m ²)	-580,055	-2069,83	-5062,10
	N ₁	(kN)	-87,008	-364,60	176,50
	N ₂	(kN)	-29,003	-57,96	-111,36
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	2,175	10,47	5,07
	Av ₂ /bande	(cm ²)	0,725	1,67	3,2

	Avj		(cm ²)	0,43	0,74	-0,43
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	2,068	9,03	4,96
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	0,618	0,9	3,31
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	5,25	4	4
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	11	13	6
		Bande 2	(cm)	11	6	4
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	4,53	4,53	4,53
	A _H adopté		(cm ²)	6,28	6,28	6,28
	choix de la section		(cm ²)	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
Armatures transversales	Espacement		(cm)	25	25	25
	A _t adoptées		(cm ²)	4epinglesHA8		
vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,088	0,129	-0,087

	3,26	τ_u	MPa	0,063	0,092	-0,062
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-2,463	-1,887	-1,853

Tableau VI.3.3: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VL02

Voile (VL03 = 0,9m)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h_{poutre}	(m)	0,3	0,3	0,3
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	0,90	0,90	0,90
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,18	0,18	0,18
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,12	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T	(kN)	8,87	14,94	25,89
	N _{ser}	(kN)	-271,57	-190,04	-147,49
	V _u	(kN)	12,42	20,92	40,57
	σ_{max}	(kN/m ²)	-734,28	-461,15	514,82
	σ_{min}	(kN/m ²)	-2183,58	-1731,85	-2307,19
	σ_s	(kN/m ²)	400	400	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.E.T	S.P.C
	L _c	(m)	0,00	0,00	0,73
	L _t	(m)	0,90	0,90	0,17
	d	(m)	0,45	0,45	0,49
	d _{adopté}	(m)	0,45	0,45	0,45
	$d_2 = L_t - d_{adopté}$	(m)	0,45	0,45	0,28
	σ_1	(kN/m ²)	-367,14	-230,57	-847,94
	N ₁	(kN)	-49,56	-31,13	-14,99
	N ₂	(kN)	-16,52	-10,37	-23,74
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	1,24	0,788	0,43
	Av ₂ /bande	(cm ²)	0,41	0,259	0,68

	Avj		(cm ²)	0,34	0,57	1,28
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	1,15	0,645	0,11
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	0,32	0,116	0,36
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	4,72	4,72	5,15
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	6,28	6,28	6,28
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	6,28	6,28	6,28
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	10	10	10
		Bande 2	(cm)	10	10	6
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	3,14	3,14	3,14
	A _H adopté		(cm ²)	7,84	7,84	7,84
	choix de la section		(cm ²)	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
Armatures transversales	Espacement		(cm)	20	20	20
	A _t adoptées		(cm ²)	4epinglesHA8		
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,077	0,129	0,250

	3,26	τ_u	MPa	0,055	0,092	0,160
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-1,434	-1,003	-0,778

Tableau VI.3.4: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VL03.

Voile (VL04= 2,4m) :

	Zone		I	II	III
géométriques Caractéristiques	h_{poutre}	(m)	0,3	0,3	0,3
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	2,40	2,40	2,40
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,48	0,48	0,48
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,12	2,76	2,76
	T	(kN)	9,02	0,72	2,47
Sollicitation de calcul	Nser	(kN)	-1183,77	-937,49	-1197,88
	Vu	(kN)	12,628	1,008	3,458
	σ_{max}	(kN/m ²)	-1231,84	-742,02	1438,64
	σ_{min}	(kN/m ²)	-3586,61	-3161,69	-2128,97
	σ_s	(kN/m ²)	400	400	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.E.T	S.P.C
	Lc	(m)	0,00	0,00	0,97
	Lt	(m)	2,40	2,40	1,43
	d	(m)	1,2	1,2	0,65
	d _{adopté}	(m)	1,2	1,2	0,6
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	(m)	1,2	1,2	0,83
	σ_1	(kN/m ²)	-615,92	-371,01	-1235,69
	N ₁	(kN)	-221,73	-133,56	12,18
	N ₂	(kN)	-73,91	-44,52	-102,56
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	5,54	3,34	0,35
	Av ₂ /bande	(cm ²)	1,85	1,11	2,95

	Avj		(cm ²)	0,35	0,03	0,09
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	5,45	3,33	0,37
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	1,76	1,10	2,93
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	12,06	12,06	6,8
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	24,62	24,62	18,46
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	24,62	24,62	18,46
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x8HA14	2x8HA14	2x6HA14
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x8HA14	2x8HA14	2x6HA14
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	14	14	9
		Bande 2	(cm)	14	14	13
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	12,31	12,31	9,23
	A _H adopté		(cm ²)	15,38	15,38	15,38
	choix de la section		(cm ²)	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
Armatures transversales	Espacement		(cm)	20	20	20
	A _t adoptées		(cm ²)	4epinglesHA8		

Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,029	0,0023	0,005
	3,26	τ_u	MPa	0,0209	0,0017	0,006
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-2,29	-1,81	-2,35

Tableau VI.3.5: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VL04

Voile VT01= 1,5m :

	Zone		I	II	III
géométriques Caractéristiques	h_{poutre}	(m)	0,35	0,35	0,35
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	1,50	1,50	1,50
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,3	0,3	0,3
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,07	2,71	2,71
	T	(kN)	8,15	-11,7	-7,79
Sollicitation de calcul	Nser	(kN)	-496,69	-660,08	-302,77
	Vu	(kN)	11,41	-16,38	-10,906
	σ_{max}	(kN/m ²)	-715,49	-388,81	1840,98
	σ_{min}	(kN/m ²)	-2334,45	-1930,91	-2272,51
	σ_s	(kN/m ²)	400	400	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.E.T	S.P.C
	Lc	(m)	0,00	0,00	0,67
	Lt	(m)	1,50	1,50	0,83
	d	(m)	0,75	0,75	0,40
	d _{adopté}	(m)	0,75	0,75	0,40
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	(m)	0,75	0,75	0,43
	σ_1	(kN/m ²)	-357,745	-194,405	-1177,32
	N ₁	(kN)	-80,49	-43,74	26,54
	N ₂	(kN)	-53,66	-14,58	-50,62
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	2,01	1,09	0,76
	Av ₂ /bande	(cm ²)	1,34	0,36	1,45

	Avj		(cm ²)	0,31	-0,45	-0,34
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	1,29	1,20	0,675
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	1,93	0,47	1,535
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	7,87	7,87	6
	A'v ₁ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₂ adopté		(cm ²)	9,05	9,05	9,05
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	19	19	9
		Bande 2	(cm)	19	19	9
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	4,53	4,53	3,14
	A _H adopté		(cm ²)	6,28	6,28	6,28
	choix de la section		(cm ²)	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
Armatures transversales	Espacement		(cm)	25	25	25
	A _t adoptées		(cm ²)	4 épingles HA8		

Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,042	-0,060	-0,040
	3,26	τ_u	MPa	0,030	-0,043	-0,028
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-1,584	-2,10	-0,966

Tableau VI.3.6 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VT01

Voile (VT02= 3m) :

	Zone		I	II	III
géométriques Caractéristiques	h_{poutre}	(m)	0,35	0,35	0,35
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	3,00	3,00	3,00
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,6	0,6	0,6
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,07	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T	(kN)	77,08	49,56	55,2
	N _{ser}	(kN)	-920,06	-660,08	-471,65
	V _u	(kN)	107,915	69,804	77,294
	σ_{max}	(kN/m ²)	-800,02	-470,36	-209,73
	σ_{min}	(kN/m ²)	-2161,61	-1654,98	-1540,87
	σ_s	(kN/m ²)	400	400	348
	Nature de la section	/	S.E.T	S.E.T	S.E.T
	L _c	(m)	0,00	0,00	0,00
	L _t	(m)	3	3	3
	d	(m)	1,5	1,5	1,50
	d _{adopté}	(m)	1,5	1,5	1,50
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	(m)	1,5	1,5	1,50
	σ_1	(kN/m ²)	-400,01	-235,18	-576,76
	N ₁	(kN)	-180,006	-105,831	-49,55
	N ₂	(kN)	-60	-35,277	57,09
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	4,5	2,65	1,42
	Av ₂ /bande	(cm ²)	1,5	0,88	1,64

	Avj		(cm ²)	2,97	1,92	2,44
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	3,76	1,36	0,81
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	0,76	3	2,25
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	15,75	15,75	15,75
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	24,62	18,46	18,46
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	24,62	18,46	18,46
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA14
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA14
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	18	18	18
		Bande 2	(cm)	18	18	18
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	12,31	9,23	9,23
	A _H adopté		(cm ²)	13,56	13,56	13,56
	choix de la section		(cm ²)	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
Armatures transversales	Espacement		(cm)	16	16	16
	A _t adoptées		(cm ²)	4 épingles HA8		

Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	0,279	0,180	0,14
	3,26	τ_u	MPa	0,142	0,142	0,102
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-1,44	-1,05	-0,751

Tableau VI.3.7 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VT02

Voile (VT03= 2,4m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h_{poutre}	(m)	0,35	0,35	0,35
	$h_{étage}$	(m)	4,42	3,06	3,06
	L	(m)	1,50	1,50	1,50
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,48	0,48	0,48
	He	(m)	4,42	3,06	3,06
	h	(m)	4,07	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T	(kN)	-0,6	-21,7	-27,5
	N _{ser}	(kN)	-1197,85	-906,25	-556,58
	V _u	(kN)	-0,84	-30,38	-38,5
	σ_{max}	(kN/m ²)	489,75	2744,43	8776,94
	σ_{min}	(kN/m ²)	-5903,16	-7031,83	-11208,76
	σ_s	(kN/m ²)	348	348	348
	Nature de la section	/	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	L _c	(m)	2,22	0,67	1,05
	L _t	(m)	0,18	1,73	1,35
	d	(m)	1,355	0,40	0,7
	d _{adopté}	(m)	1,35	0,40	0,7
	$d_2 = L_t - d_{adopté}$	(m)	1,17	1,33	0,65
	σ_1	(kN/m ²)	-3183,37	-5045,97	-5396,81
	N ₁	(kN)	-363,64	-106,46	236,61
	N ₂	(kN)	372,45	-718,99	-377,78
Armatures verticales	Av ₁ /bande	(cm ²)	10,45	3,06	6,80
	Av ₂ /bande	(cm ²)	10,70	20,66	10,85

	Avj		(cm ²)	-0,0265	0,96	-1,38
	A'v ₁ /bande/nappe		(cm ²)	10,46	3,3	6,48
	A'v ₂ /bande/nappe		(cm ²)	10,69	21,12	11,15
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe		(cm ²)	14,17	9,6	9,6
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v ₁ adopté		(cm ²)	24,12	24,12	16,08
	A'v ₂ adopté		(cm ²)	24,12	24,12	16,08
	Choix de A	Bande 1	(cm ²)	2x6HA16	2x6HA16	2x4HA16
	Choix de A	Bande 2	(cm ²)	2x6HA16	2x6HA16	2x4HA16
	St		(cm)	30	30	30
	Espacement	Bande 1	(cm)	21	6	16
		Bande 2	(cm)	18	21	15
Armatures horizontales	A _H /nappe		(cm ²)	12,06	12,06	8,04
	A _H adopté		(cm ²)	12,30	12,30	12,30
	choix de la section		(cm ²)	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
Armatures transversales	Espacement		(cm)	25	25	25
	A _t adoptées		(cm ²)	4 épingles HA8		

Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	MPa	-0,0027	-0,070	-0,089
	3,26	τ_u	MPa	-0,00138	-0,050	-0,064
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	MPa	-2,32	-1,76	-1,10

Tableau VI.3.8 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage pour VT03

VI. Etude du voile plaque :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VI.1.Pré dimensionnement du voile périphérique : (Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 30 cm.

Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 15 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 40^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

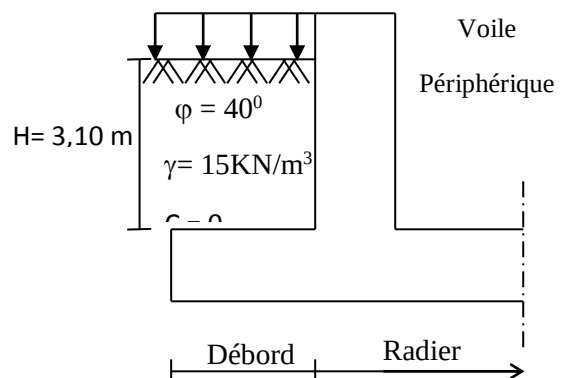


Figure VI.1 : Schéma du mur plaque

Calcul des sollicitations :

$$\sigma_- = K_o \times \sigma_v = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{4} \right) = 0,490$$

$$\sigma_v = q + \gamma \times h \quad \text{avec } 0 < h < 3,10 \text{ m}$$

- **ELU:**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,49 = 7,35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,10 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,49 \times (1,35 \times 15 \times 3,10 + 1,5 \times 10) = 38,11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

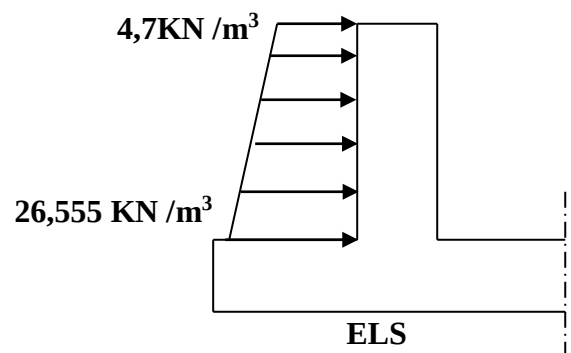
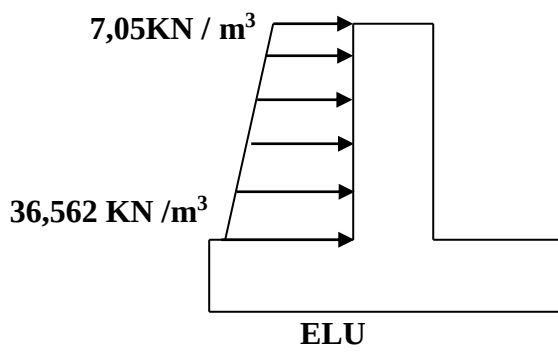
- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,49 \times 10 = 4,9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,10 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,49 (10 + 15 \times 3,10) = 27,685 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

ELU : $P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 38,11 + 7,35}{4} = 29,184 \text{ KN/ml.}$

ELS : $P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 27,685 + 4,9}{4} = 21,99 \text{ KN/ml.}$

VI.2.Ferraillage du voile plaque :

Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considérer comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque coté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis

Identification des panneaux :

$$l_x = 3.10 \text{ m}$$

$$l_y = 4,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.10}{4,80} = 0,64; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU:

$$\rho = 0,64 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} U_x = 0,0759 \\ U_y = 0,356 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0759 \times 29,184 \times 3.10^2 = 21,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,356 \times 21,29 = 7,64 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{0x} = 21,29 \text{ KN.m}$ et : $M_{0y} = 7,64 \text{ KN.m}$

Correction des moments :

Sens X - X :

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 21,29 = 10,65 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 21,29 = 18,10 \text{ KN.m}$$

Sens Y - Y :

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 7,64 = 3,82 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 7,64 = \mathbf{6,494KN.m}$$

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,64 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} U_x = 0,0813 \\ U_y = 0,519 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0,0813 \times 21,99 \times 3.10^2 = 17,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,519 \times 21,99 = 11,41 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{0x}=17,18KN.m \text{ et : } M_{0y}=11,41KN.m}$$

Correction des moments :

Sens X - X :

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 17,18 = \mathbf{8,59KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 17,18 = \mathbf{14,60KN.m}$$

Sens Y - Y :

Aux appuis :

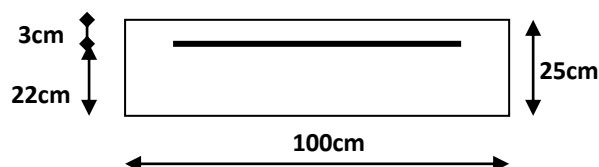
$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 11,41 = \mathbf{5,71KN.m}$$

En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 11,41 = \mathbf{9,70KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :

$$\mathbf{h = 30 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b d f_{bu}} = \frac{10,65 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = \mathbf{0,016}$$

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

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392$ donc la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.992$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,65 \times 10^3}{0.992 \times 22 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2.$$

Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66$$

$$A_{min} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_b	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	10,65	0.015	0.392	SSA	0.992	1,40	2,66	5HA10=3,92	20
	Travée	18,10	0,026	0.392	SSA	0.987	2,39	2,66	5HA10=3,92	20
YY	Appuis	3,82	0,006	0.392	SSA	0.997	0,50	2,66	5HA10=3,92	20
	Travée	6,494	0,010	0.392	SSA	0.995	0,85	2,66	5HA10=3,92	20

Tableau VI.1.Ferraillage du voile périphérique

Les armatures transversales :

✚ **Travée :** $A_H = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✚ **Appui :** $A_H = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

(b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 25 cm).

VI.3.Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✚ **Etat limite dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A\beta_1 d} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

✚ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :**

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

Sens	Zone	Ms	A	ρ_1	β	K ₁	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
XX	Appui	8,56	3,92	0,18	0,931	57,46	106,61	201,63	1,86	15	CV
	Travée	14,60	3,92	0,18	0,931	57,46	181,84	201,63	3,16	15	CV
YY	Appui	5,71	3,92	0,18	0,931	57,46	71,12	201,63	3,50	15	CV
	Travée	9,70	3,92	0,18	0,931	57,46	120,81	201,63	2,10	15	CV

Tableau VI.2 : vérification des contraintes à l'ELS

✚ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{310} = 0,080 \geq \frac{l}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{310} = 0,080 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{14,60}{20 \times 18,10} = 0,040$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,92}{100 \times 22} = 0,00178 < \frac{2}{400} = 0,005$$



CV

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

Introduction :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le sol et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement....).

VII.1.Les principaux rôles de la fondation :

- + Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- + Transmettre les charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas déplacer).

Dans le cas 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** : résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** : qui peut être exercé dans de différents plans.

VII.2.Type de fondation :

On distingue deux types de fondation

- **Fondation superficielles** : (semelles isolées, semelles filantes et radier).
Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.
- **Fondations profondes** : (pieux, puits).
Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

VII.3. Etude géotechnique du sol :

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

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1,5bars** comme contrainte admissible du Sol.

VII. 4.Choix de type de fondation :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type e fondation en fonction des résultats de dimensionnement

VII. 5.Dimensionnement:

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état ultime pour leurs armatures.

On commence par les semelles isolées, si elles ne sont pas vérifiées on passe aux semelles filantes et on finit par le radier général.

VII.5.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC puis on ajoute le N_{ser} du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{60}{60} = K \text{ donc } A=B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

➤ Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1981,81 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1981,81}{150}} = 3,63 \text{ m}^2 \text{ on prend } B = 3,63 \text{ m}^2$$

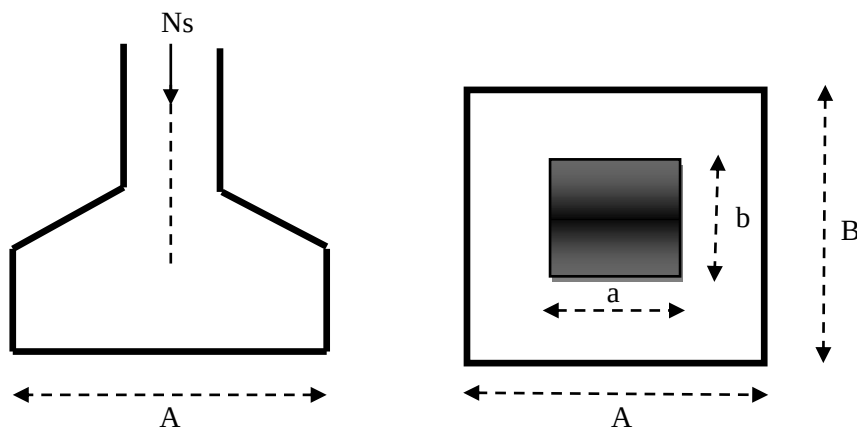


Figure VII.1 : coupe de la Semelle isolée.

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.

VII.5.2. Semelles Filante :

❖ Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ; $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voile	N_{ser}	L (m)	$\sigma_{sol} \text{ KN/m}^2$	B (m)	$S = B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VL ₁	787,08	0,8	150	6,56	5,25
VL ₂	920,06	0,9	150	6,81	6,13
VL ₃	526,13	1	150	3,51	3,51
VL ₄	1242,77	2,4	150	3,45	8,28
					$\Sigma S = 23,17$

Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	N_{ser}	L (m)	$\sigma_{sol} \text{ KN/m}^2$	B (m)	$S = B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VT ₁	920,06	3	150	2,04	7,20
VT ₂	1242,77	2,4	150	3,45	8,28
VT ₃	496,69	1,5	150	2,21	3,32
					$\Sigma S = 18,8$

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_t = 23,17 + 18,8 = 41,97 \text{ m}^2$.

❖ Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité
- Détermination de la Distribution des sollicitations (par mètre linéaire) de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteau le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s	M _i	e _i	N _s x e _i
1	1138,33	-17,16	-13,35	-15196,70
2	1393,38	-18,03	-9,85	-13724,79
3	1374,32	-13,899	-6,7	-9207,94
4	1387,32	-3,747	-2,2	-3052,10
5	1450,4	-10,035	2,6	-3771,04
6	1218,89	-14,928	6,9	8410,34
7	600,91	-3,142	9,95	5979,05
8	569,58	-4,211	13,35	7603,89
/	$\sum N_s = 9133,13$	$\sum M_i = -85,15$	/	$\sum N_x e = 15417,21$

Tableau VII. 3. sollicitation des semelles filantes sous poteaux :

On a :

$$e = -1,69 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26,7}{6} = 4,45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$q_{\max} = \frac{9133,13}{26,7} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (-1,69)}{26,7} \right) = 212,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{9133,13}{26,7} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (-1,69)}{26,7} \right) = 471,97 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{9133,13}{26,7} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (-1,69)}{26,7} \right) = 277,11 \text{ KN/ml.}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = 1,84 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{Donc } S = B \times L = 1,85 \times 26,7 = 49,395 \text{ m}$$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p = 49,395 \times 4 = 197,58 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 197,58 + 41,97 = 239,55 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 382,11 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{239,55}{382,11} = 0,6269$$

La surface des semelles représente $S_t = 62,69 > 50 \% S_{st}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.6. 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 ;

➤ **Pré dimensionnement du radier :**➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

➤ Selon la condition forfaitaire :- **Sous voiles :**

$$\frac{3,15}{8} \leq h \leq \frac{3,15}{5} \quad 0,39 < h < 0,63$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 60cm**.

- **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

$$h_d \geq \frac{480}{20} = \mathbf{24cm}$$

Soit : **h_d = 30 cm**

Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = \mathbf{48cm}$$

Soit : **h_n = 90 cm**

➤ 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 MPa** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818,86MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,99m.$$

➤ Largeur de la nervure :

$$0,4.h_n < h_n < 0,7.h_n$$

$$36 < h_n < 63$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 60 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des efforts :**

➤ Combinaisons d'actions :

$$G = G_{\text{bat}} + G_{\text{s/sol}} = 31780,77 + 3016,77 = 34797\text{KN} \text{ (Les résultats du ETABS)}$$

$$Q = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{s/sol}} = 5423,43 + 1754,55 = 7177,98\text{KN}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 57742,92\text{KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 41974,98\text{KN}$$

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{57742,92}{1,33 \times 150} = 289,44\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{41974,98}{150} = 279,83\text{m}^2$$

D'où:

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}, S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 289,44\text{m}^2$$

$$S_{\text{st}} = 382,11\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 289,44\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le **BAEL 91 modifié99**.

($L_{\text{déb}}$) est calculé comme suit :

$$h_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45\text{cm}$$

On opte pour un débord de $h_{\text{déb}} = 45\text{cm}$.

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (27,1 \times 0,45 + 14,1 \times 0,45) \times 2 = \mathbf{37,08 \text{ m}^2}$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 382,11 + 37,08 = \mathbf{419,19 \text{ m}^2}$

➤ Détermination des efforts à la base de radier:

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

- Poids du nervure : $P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \cdot n_x + L_y \cdot n_y)$

$$P_{\text{nervure}} = [0,60 (0,90 - 0,30) \times (27,10 \times 8 + 14,10 \times 4) \times 25] = \mathbf{2458,8 \text{ KN.}}$$

- Poids du remblai en TVO : $(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = [(419,19 - 98,35) \times (0,9 - 0,3) \times 17] = \mathbf{3272,57 \text{ KN.}}$$

- Poids de la dalle flottante : $[(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}]$

$$P_{\text{Dalle flott}} = [(419,19 - 98,35) \times 25 \times 0,12] = \mathbf{962,5 \text{ KN.}}$$

- Poids de la dalle : $[S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}]$

$$P_{\text{Dalle}} = (419,19 \times 0,3 \times 25) = \mathbf{3143,92 \text{ KN.}}$$

$$G_{\text{tot radier}} = 2458,8 + 3272,57 + 962,5 + 3143,92 = \mathbf{9837,79 \text{ KN.}}$$

Poids totale de la structure :

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{sous-solt}} + G_{\text{radier}} = 9837,79 + 31780,77 + 3016,77 = \mathbf{44635,33 \text{ KN.}}$$

Surcharge totale de la structure :

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sous-sol}} = 5423,43 + 3,5 \times 419,19 + 1754,55 = \mathbf{8645,15 \text{ KN.}}$$

Combinaison d'action :

ELU : $N_u = 1,35 \times 44635,33 + 1,5 \times 8645,15 = \mathbf{73220,02 \text{ KN.}}$

ELS : $N_s = 44635,33 + 8645,15 = \mathbf{53280,48 \text{ KN.}}$

VII.4.4. Vérifications :

➤ Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = \mathbf{27 \text{ cm}}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{73220,02 \cdot 1}{419,19} \cdot \frac{4,8}{2} = \mathbf{419,21 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{419,21}{1 \times 0,27} = 1552,62 \text{ KN/m}^2 = 1,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ 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 :

Mj(K=0) : Moment sismique à la base de la structure ;

Tj(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 :

$$\text{ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{27,10}{2} = 13,55 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{14,10}{2} = 7,05 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27,10 \times 14,10^3}{12} = 6330,61 \text{ m}^4$$

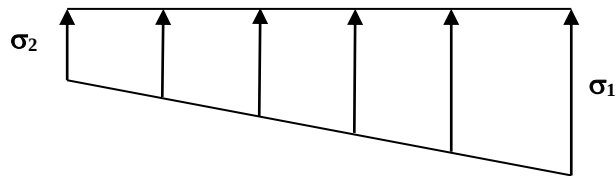


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14,10 \times 27,10^3}{12} = 23385,45 \text{m}^4$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 418,38 + (2645,4 \times 0,90) = 2798,88 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = 499,485 + (3288,93 \times 0,90) = 3459,52 \text{KN.m}$$

	ELU			ELS			Observation
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	176,19	173,05	175,40	128,72	125,48	127,91	C.V
Y - Y	178,52	170,82	176,59	130,95	123,25	129,02	C.V

Tableau VII.4: Vérification de la stabilité du mur.

➤ Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

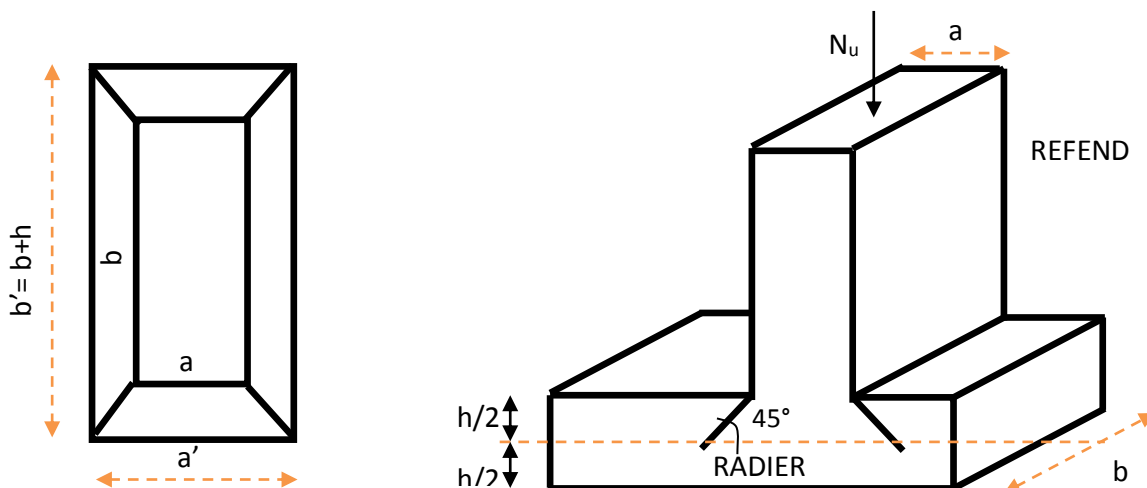


Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :**➤ Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,60 + 0,60 + 2 \times 0,9)$$

$$\mu_c = 6\text{m}$$

$$N_u = 2736,16\text{KN}$$

$$N_u = 2736,16\text{KN} < \frac{0,07 \times 6 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 6300\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

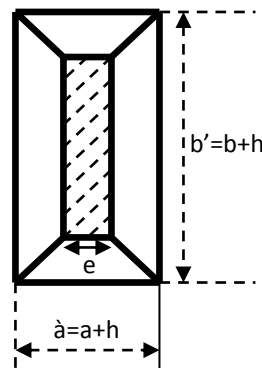
➤ Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 3 + 2 \times 0,9)$$

$$\mu_c = 10\text{m}$$

$$N_u = 1815,37\text{KN}$$

$$N_u = 1815,37\text{KN} < \frac{0,07 \times 10 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 10500\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

**VII.7. Ferrailage du radier :****➤ 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 :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} 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 $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

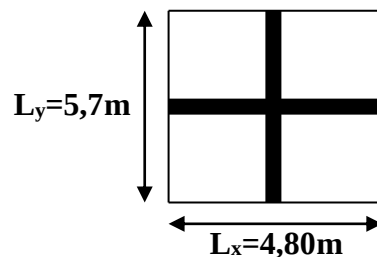
Remarque :

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.

➤ Identification du panneau :

$L_x = 4,80\text{m}$; $L_y = 5,70\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,70} = 0,84$$



$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 175,40 - \frac{34797}{419,19} = 92,39 \text{KN/m}^2.$$

L'E.L.S:

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 127,91 - \frac{34797}{419,19} = 44,90 \text{KN/m}^2.$$

Calcul a L ELU :

$$q_u = 92,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,84 \quad \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0,0520 \\ U_y = 0,667 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = u_x \times q_u \cdot l_x^2 = 0,0520 \times 92,39 \times (4,8^2) = 110,69 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,667 \times 110,69 = 73,83 \text{KN.m}$$

Donc : $M_{0x} = 110,69 \text{KN.m}$ et : $M_{0y} = 73,83 \text{KN.m}$

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 (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée

➤ **Ferraillage dans le sens x - x :****Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,3M_x = -0,3 \times 110,69 = -33,207 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,207 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,032 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,984 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{33,207 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 110,69 = 94,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,090 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,953 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94,09 \times 10^3}{0,953 \times 27 \times 348} = 10,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 16 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}).$$

➤ **Ferraillage dans le sens y - y :****Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,3) \times 73,83 = -22,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,022 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,15 \times 10^3}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²**

Avec : **S_t = 25 cm** < min (4h, 45 cm).

En travée :

$$M_t = 0,75 \times 73,83 = 55,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,37 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,054 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,972 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55,37 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 6,06 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²**

Avec : **S_t = 25 cm** < min (4h, 45 cm).

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,84}{2} = 2,592 \text{ cm}^2$$

Sens y - y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,592 \text{ cm}^2$
 $A_{ua}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2$  C.V

En travée : $A_{ut}^x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,592 \text{ cm}^2$
 $A_{ut}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2$  C.V

Calcul a LELS:

$q_s = 44,90 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0,84$  $\begin{cases} U_x = 0,0589 \\ U_y = 0,764 \end{cases}$

Calcul des moments M_u et M_y :

$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0589 \times 44,90 \times (4,8)^2 = 60,93 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,764 \times 60,93 = 46,55 \text{ KN.m}$

Donc : $M_{0x} = 60,93 \text{ KN.m}$ et : $M_{0y} = 46,55 \text{ KN.m}$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens :

Sens xx :

$M_{app} = -0,3M_x = -0,3 \times 60,93 = -18,28 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 18,28 = 15,54 \text{ KN.m}$

Sens yy :

$M_{app} = -0,3M_y = -0,3 \times 46,55 = -13,96 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 13,96 = 11,87 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Observation
X- X	Appuis	33,207	18,28	1,82	0,032	0.0406	0,66	C.V
	Travée	94,09	15,54	6,05	0,090	0.1181	2,775	C.V
Y- Y	Appuis	22,15	13,96	1,59	0,022	0.0279	0,545	C.V
	Travée	55,37	11,87	4,66	0,054	0.0694	2,08	C.V

Tableau VII.5: Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **Ferraillage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 90 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

Sens longitudinal X-X :

On calcule **la file** la plus défavorable

ELU : **$q_u = 126,93 \text{ KN/m}$**

ELS : **$q_s = 79,44 \text{ KN/m}$**

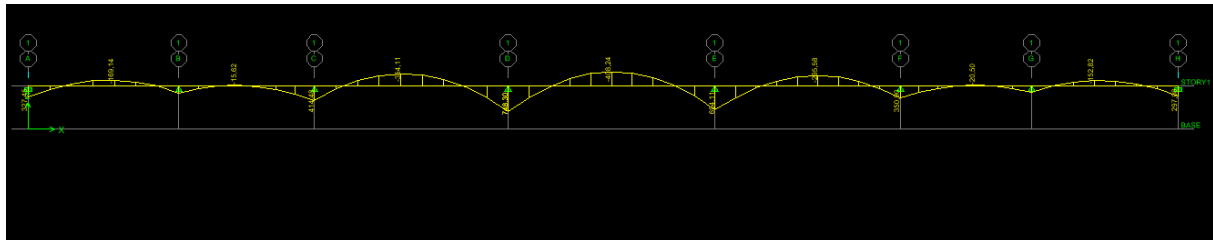
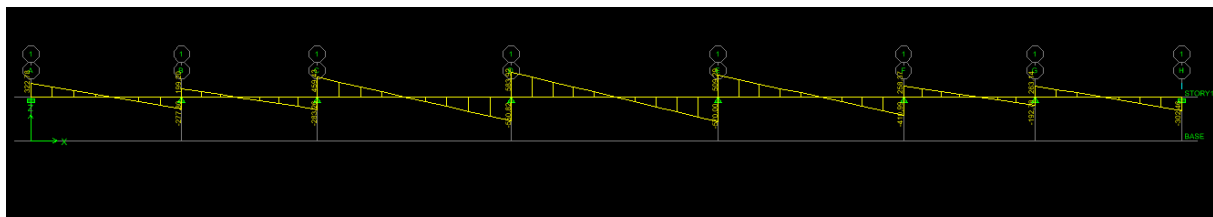
Nos calculs son résumée dans ces tableaux :

Moments aux appuis :

M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8
327,445	414,483	748,304	748,304	694,106	350,902	297,077	327,445

Tableau VII.8 : moments aux appuis**Moments en travée :**

M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	M_{4-5}	M_{5-6}	M_{6-7}	M_{7-8}
-169,137	-15,616	-357,107	-408,239	-295,577	-20,5	-152,819

Tableau VII.9: Moments en travée**E.L.U****Figure VII.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U****Figure VII.5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -408,239 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 748,304 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{app} = 748,304 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{748,304 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,116 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,938 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{748,304 \times 10^3}{0,938 \times 87 \times 348} = 26,34 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA20 = 28,27 cm² et S_t = 11 cm

En travée :

$$M_t = 408,239 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{408,239 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,064 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,967 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{408,239 \times 10^3}{0,967 \times 87 \times 348} = 13,944 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 = 16,08 cm² avec : S_t = 12 cm.

E. L.S

Moments aux appuis :

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
242,255	306,937	555,516	555,516	515,023	259,478	219,602	242,255

Tableau VII.10 : moments aux appuis à LELS

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇	M ₇₋₈
-125,208	-10,882	-262,813	-303,191	-219,079	-14,577	-113,03

Tableau VII.11: Moments en travée à L ELS

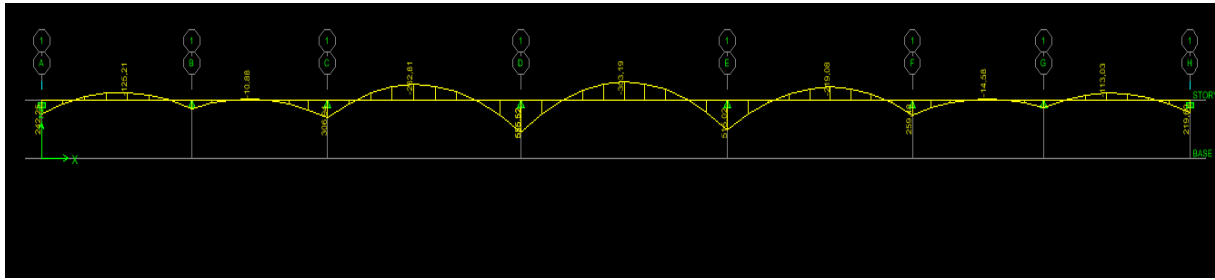


Figure VII.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

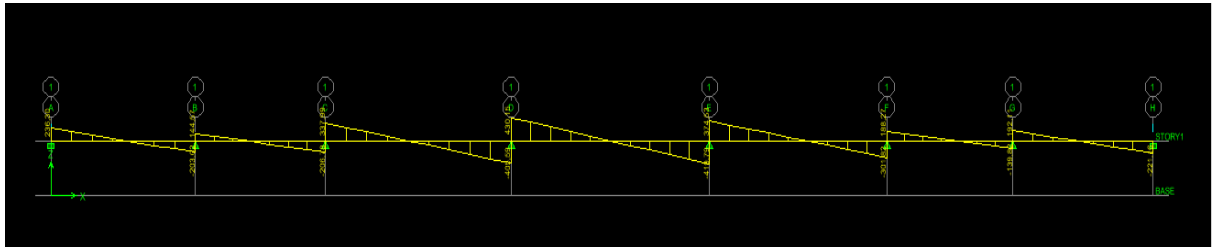


Figure VII.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Observation
X- X	Appuis	757,721	555,516	1,36	0.118	0.1574	0.43	C.V
	Travée	421,07	303,191	1.39	0.066	0.0854	0.445	C.V

Tableau VII.12:Vérification a L ELS.

Sens transversale :

ELU : $q_u = 126,93 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 79,44 \text{ KN/m}$

E.L.U:

Moments aux appuis :

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
1020,449	963,386	574,944	0

Tableau VII.13: Moments aux appuis à L ELS

Moments en travée :

M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}
-511,078	-454,773	-62,128

Tableau VII.14: Moments en travée à L ELS

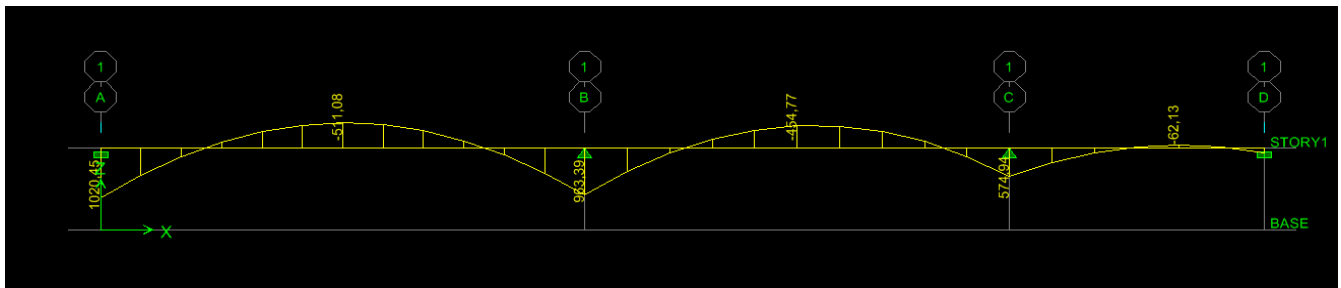


Figure VII.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

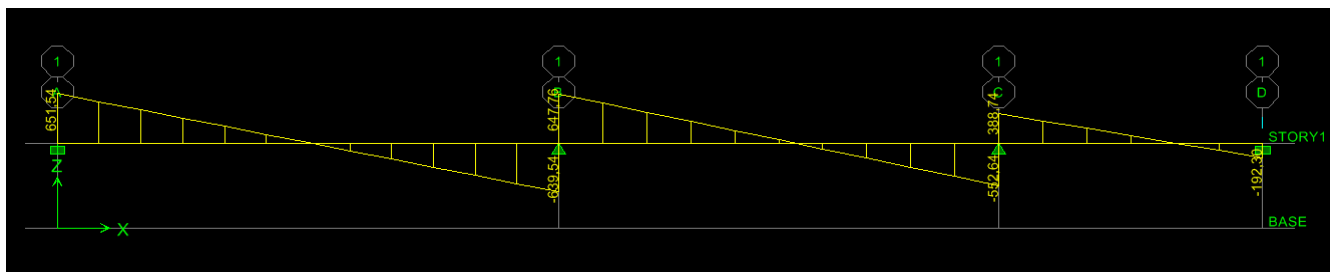


Figure VII.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

$$M_t^{\max} = -511,078 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 1020,449 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm} , h = 90 \text{ cm} , d = 87 \text{ cm} , f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} , \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Aux appuis :

$$M_{app} = 1020,449 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1020,449 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14,2} = 0,158$$

$$\mu = 0,158 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1020,449 \times 10^3}{0,914 \times 87 \times 348} = 36,87 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA20+2HA20 = 37,69 cm²** et **S_t = 8cm.**

En travée :

$$M_t = -511,078 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{511,078 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958 \quad \text{Tableau}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{511,078 \times 10^3}{0,958 \times 87 \times 348} = 17,62 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA16 = 18,09 cm²** et **S_t = 11cm.**

E. L.S :

Moments aux appuis :

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
777,219	722,028	427,58	0

Tableau VII.15: Moments aux appuis à L ELS

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄
-389,435	-333,396	-49,689

Tableau VII.16: Moments en travée à L ELS

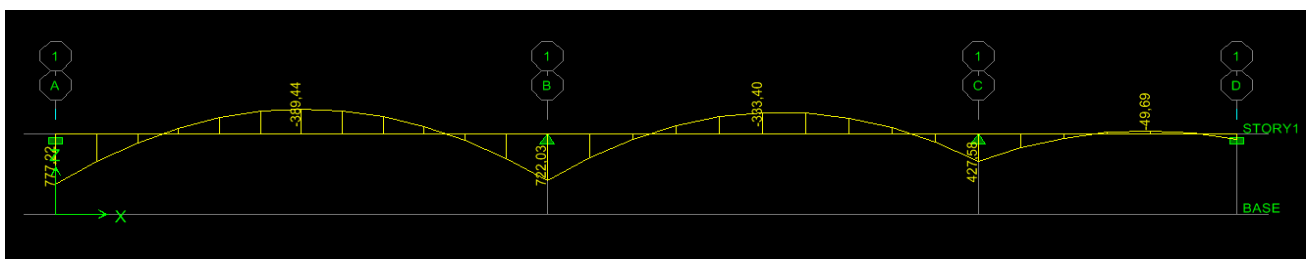


Figure VII.10: Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

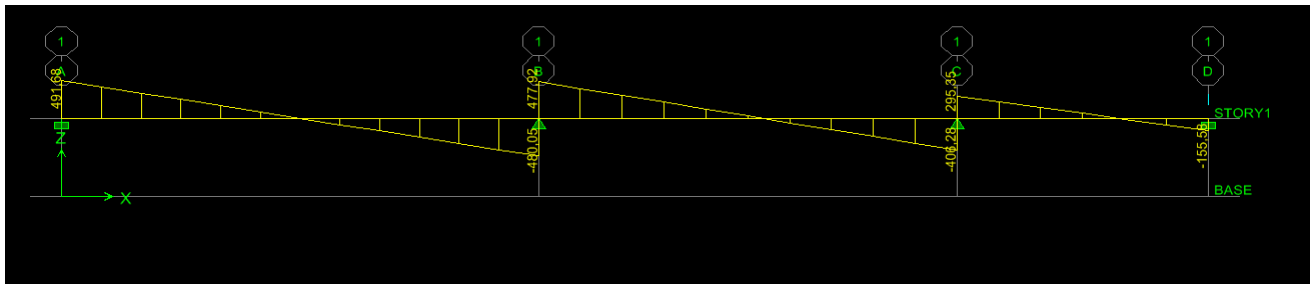


Figure VII. 11: Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Observation
X- X	Appuis	1020,449	777,219	1.31	0.159	0.2753	0.615	C.V
	Travée	511,078	389,435	1.31	0.080	0.1291	0.615	C.V

Tableau VII.17: Vérification à l'E.L.S.

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 87 \times 2.1}{400} = 6,30 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

S_t = 10 cm en zone nodale

S_t = 15 cm en zone courante

Armatures transversale minimales :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (2 cadre et un étrier)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = 583,92 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{583,92 \times 10^3}{600 \times 870} = 1.11 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Ferraillage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$\text{ELU : } q_u = 126,93 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 79,44 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{126,93 \times 0,45^2}{2} = -12,85 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{79,44 \times 0,45^2}{2} = -8,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,85 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,012 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994 \quad \text{Tableau}$$

$$A = \frac{M_u}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,85 \times 10^3}{0,994 \times 27 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 > A = 1,37 \text{ cm}^2$  Le ferrailage sera avec la section minimale.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit : **2HA10=1,57 cm²**

Remarque :

Etant donné que les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, on adopte le même ferrailage pour l'ensemble.

Vérification à L'ELS :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{12,85}{8,04} = 1,60$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,55$$
  **CV**

Travée	Panneau	Lx	Ly	P	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	Somme des Q _u	Q _s	Somme des Q _s	Q _u	Somme des Q _u	Q _s	Somme des Q _s
A-B	1	3,50	5,7	0,614	Triangulaire	1,165	0,875	126,93	79,44	147,873	295,746	92,547	185,094	111,064	222,128	69,51	139,02
	2	3,50	5,7	0,614		1,165	0,875	126,93	79,44	147,873		92,547		111,064		69,51	
B-C	1	3,15	5,7	0,553		1,049	0,787	126,93	79,44	133,149	266,298	83,332	166,664	99,893	199,786	62,519	125,04
	2	3,15	5,7	0,553		1,049	0,787	126,93	79,44	133,149		83,332		99,893		62,519	
C-D	1	4,50	5,7	0,789		1,498	1,125	126,93	79,44	190,141	380,282	119	238	142,796	285,592	89,37	178,74
	2	4,50	5,7	0,789		1,498	1,125	126,93	79,44	190,141		119		142,796		89,37	
D-E	1	4,80	5,7	0,842		1,598	1,2	126,93	79,44	202,834	405,668	126,95	253,9	152,316	304,632	95,328	190,57
	2	4,80	5,7	0,842		1,598	1,2	126,93	79,44	202,834		126,95		152,316		95,328	
E-F	1	4,30	5,7	0,754		1,432	1,075	126,93	79,44	181,764	363,528	113,76	227,52	136,449	272,898	85,398	170,79
	2	4,30	5,7	0,754		1,432	1,075	126,93	79,44	181,764		113,76		136,449		85,398	
F-G	1	3,05	5,7	0,535		1,016	0,762	126,93	79,44	128,960	257,92	80,71	161,42	96,720	193,44	60,533	121,07
	2	3,05	5,7	0,535		1,016	0,762	126,93	79,44	128,960		80,71		96,720		60,533	

G-H	1	3,40	5,7	0,596		1,132	0,85	126,93	79,44	143,685	287,37	89,926	179,852	107,890	215,78	67,524	135,05
	2	3,40	5,7	0,596		1,132	0,85	126,93	79,44	143,685		89,926		107,890		67,524	

Tableau VII.6: Moments fléchissant et effort tranchant dans le sens longitudinal.

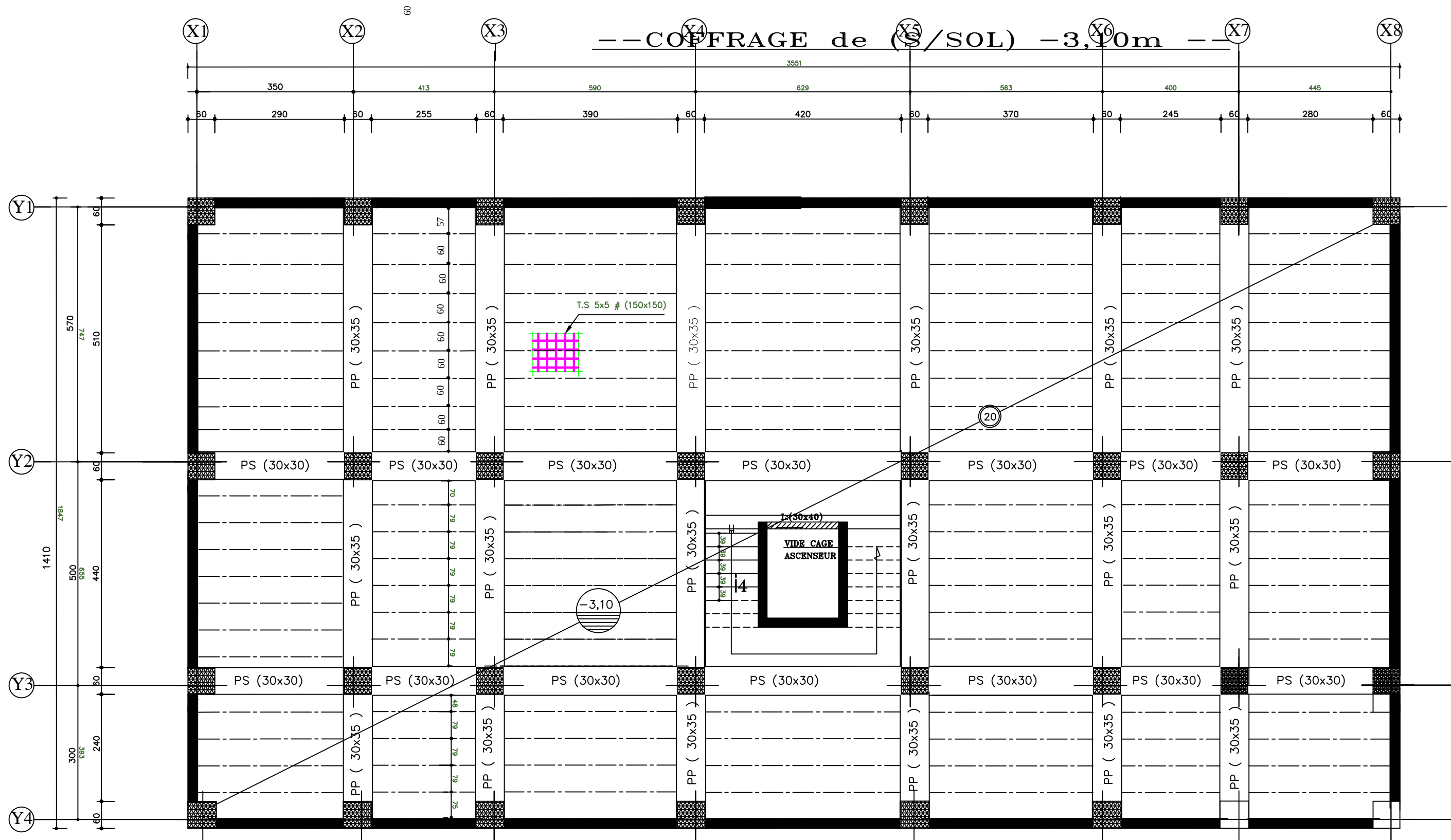
Sens transversal :

Travée	Panneau	Lx	Ly	P	Charge	L _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	Somme des Q _u	Q _s	Somme des Q _s	Q _u	Somme des Q _u	Q _s	Somme des Q _s
1-2	1	5,7	4,8	1,187	Trapézoïdale	1,511	1,158	126,93	79,44	191,791	383,582	120,03	240,006	146,985	293,97	91,992	183,98
	2	5,7	4,8	1,187		1,511	1,158	126,93	79,44	191,791		120,03		146,985		91,992	
2-3	1	5	4,8	1,041		1,596	1,198	126,93	79,44	202,580	405,16	126,79	253,58	152,062	304,124	95,169	190,34
	2	5	4,8	1,041		1,596	1,198	126,93	79,44	202,580		126,79		152,062		95,169	
3-4	1	3	4,8	0,625		1,304	1,031	126,93	79,44	165,516	331,032	103,59	207,18	130,865	261,73	81,903	163,81
	2	3	4,8	0,625		1,304	1,031	126,93	79,44	165,516		103,59		130,865		81,903	

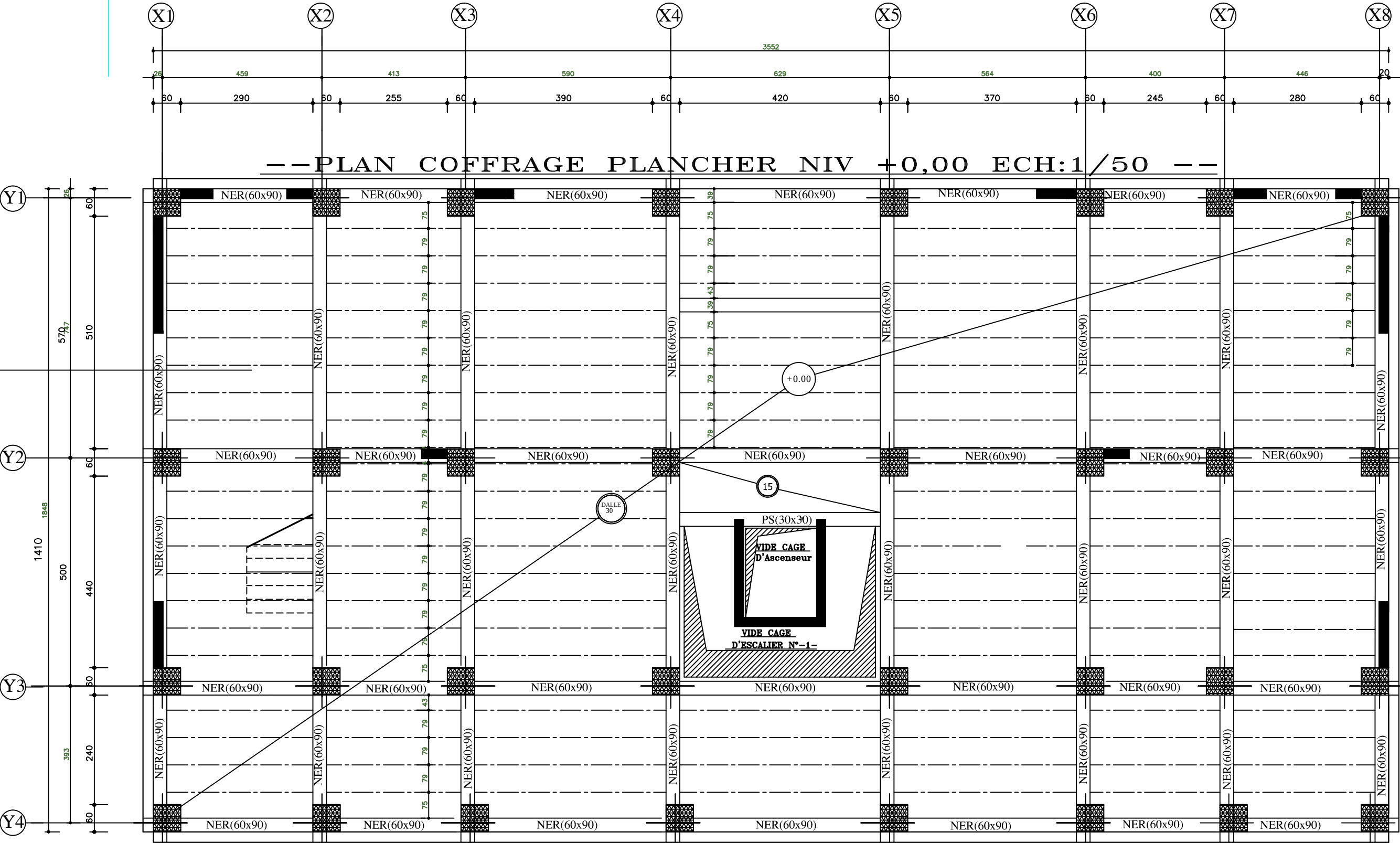
Tableau VII.7: Moments fléchissant et effort tranchant dans le sens transversal.

Bibliographie

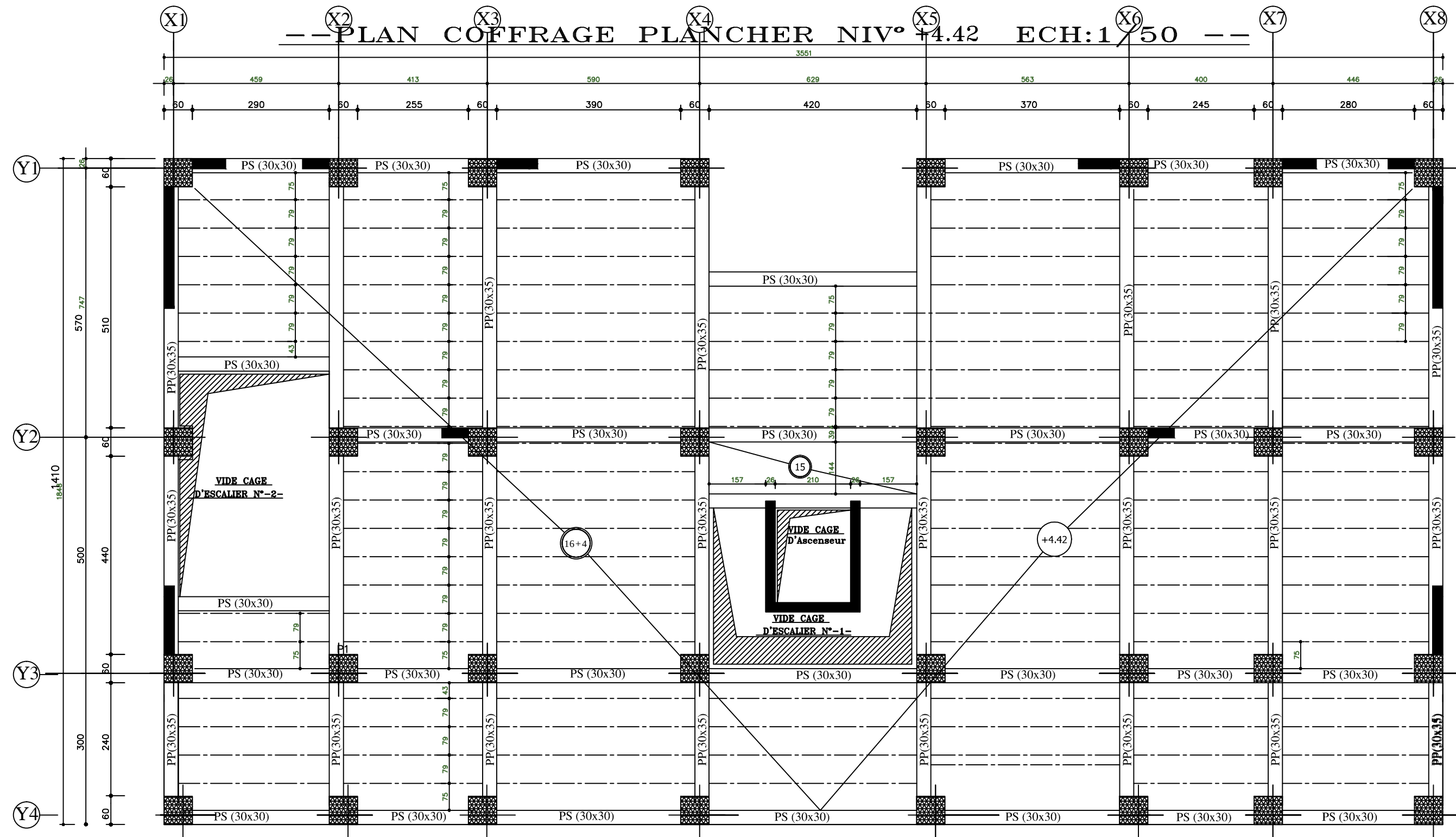
- ✚ *M Belazougui : ‘‘Calcul des ouvrages en béton armé’’*
- ✚ *Henry Thonier:’ Conception et calcul des structures de bâtiment’’*
- ✚ *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d’exploitation*
- ✚ *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- ✚ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ✚ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- ✚ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé.*
- ✚ *Cour et TD des années de spécialité*
- ✚ *Thèses de l’université Mouloud MAMERI*



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 01
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de coffrage du sous sol	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

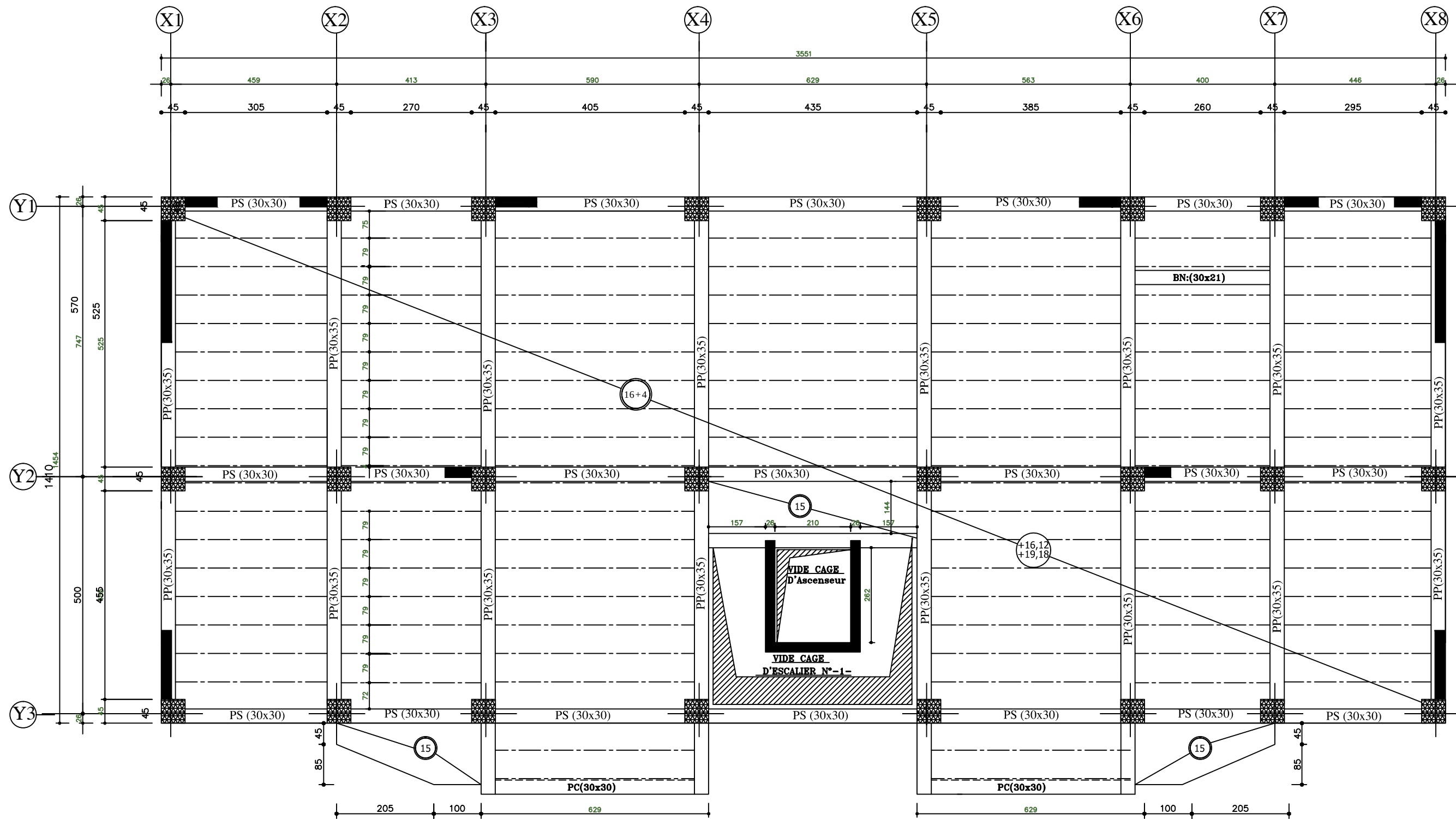


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 02
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de coffrage du RDC et ET1	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 03
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de coffrage de ET2 et ET3	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

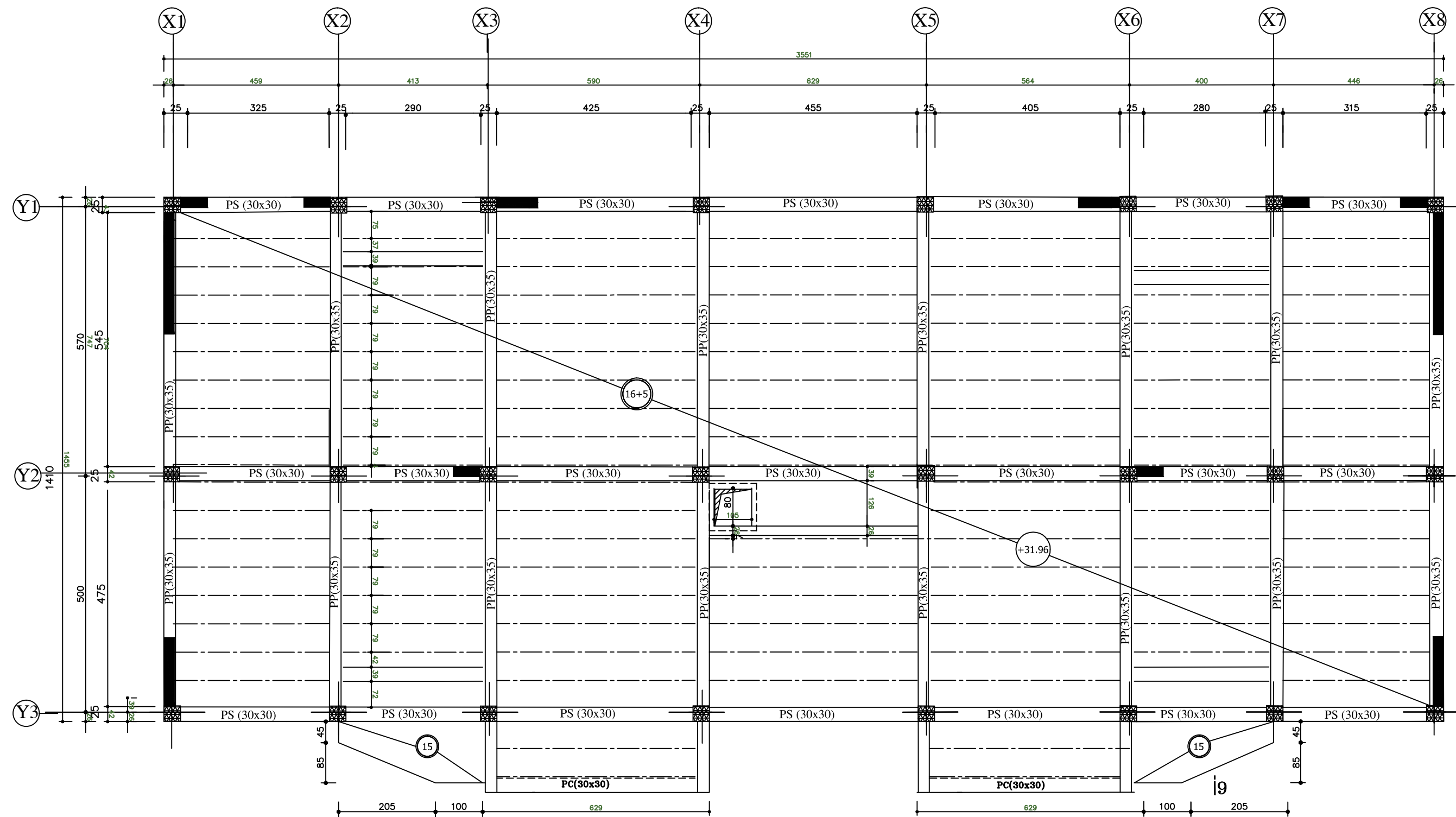
—PLAN COFFRAGE PLANCHER NIV°+16,12+19,18 ECH:1/50 —



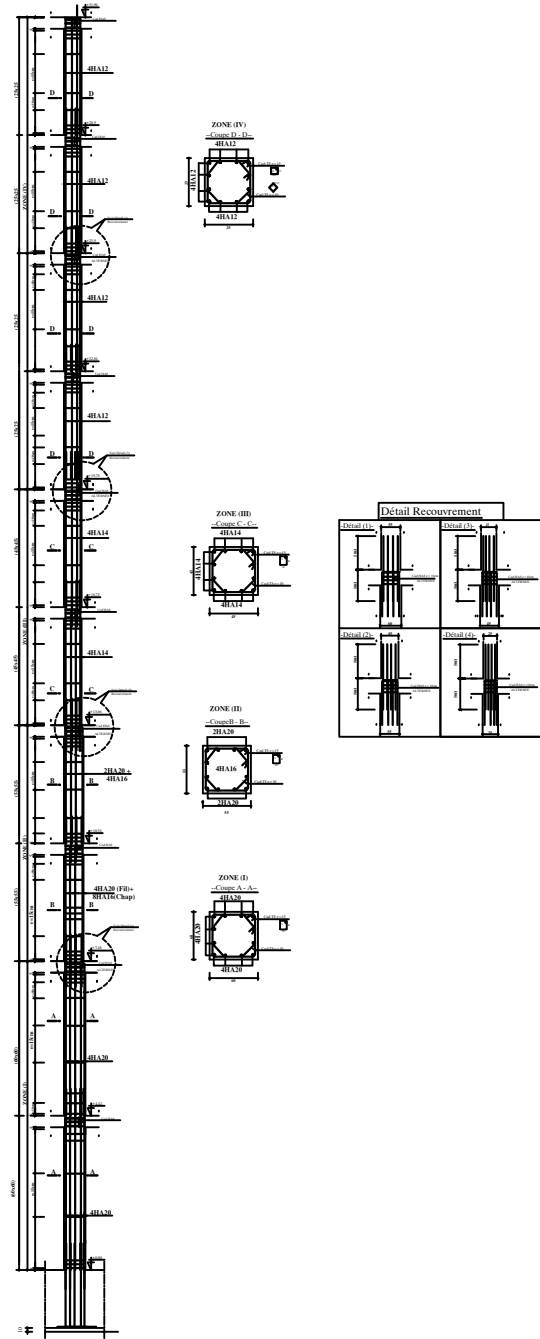
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 06
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage des voiles longitudinaux	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

-- PLAN COFFRAGE PLANCHER NIV°+31.96(TERRASSE) ECH:1/50 --

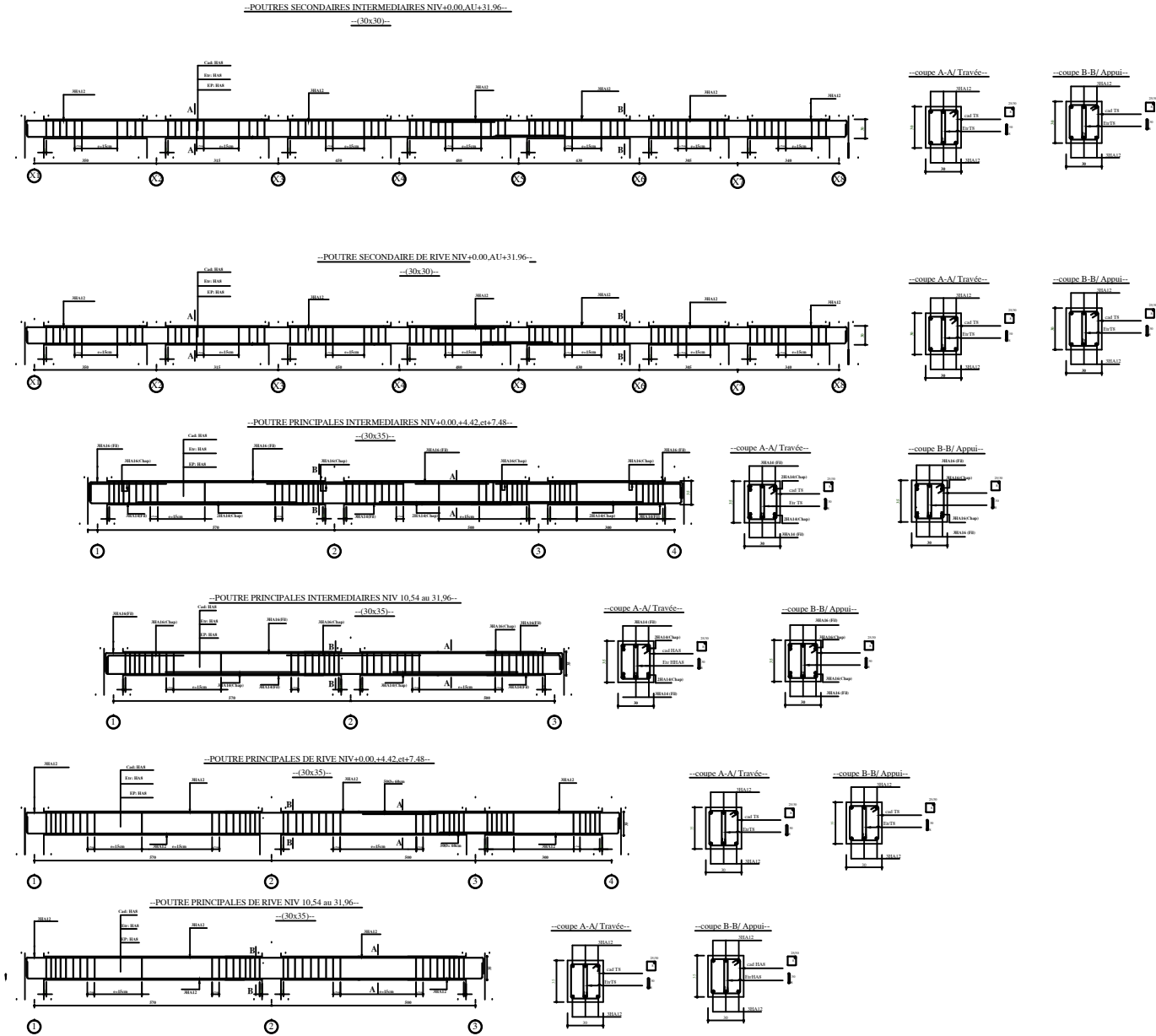
Ech1/50°



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 07
Etudié par: Mlle MEFTAHOUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage des voiles longitudinaux	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

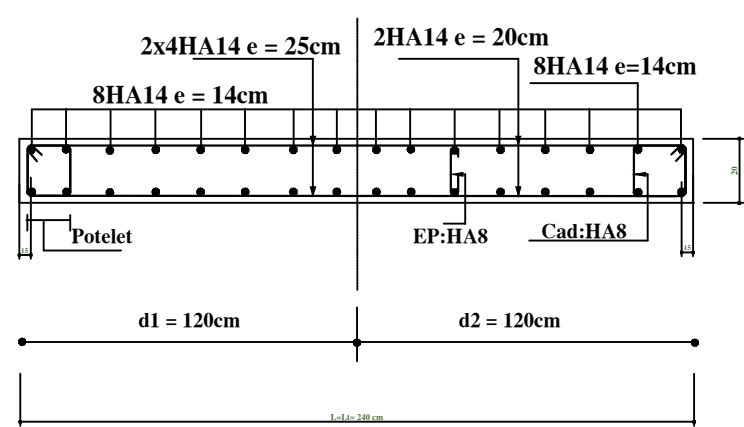


Région algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O. Faculté de génie de la construction Département de génie civil		projet par B.E.T
Travaux de conception et de réalisation	Plan de ferrailage des ponts	Echelle: 1/50

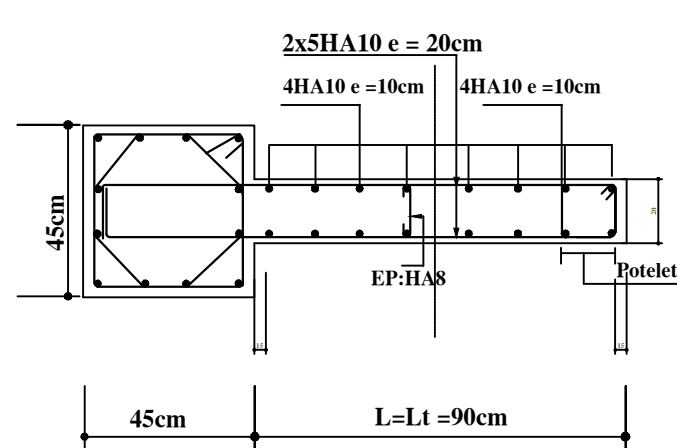


-- PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALS --

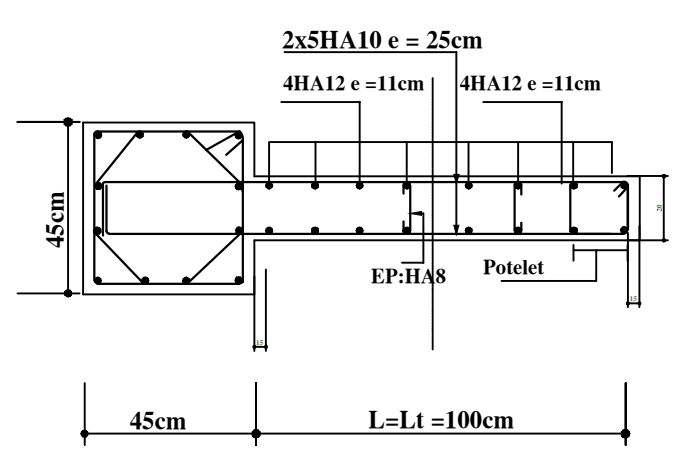
FERRAILLAGE DE VL04 = 2,40m



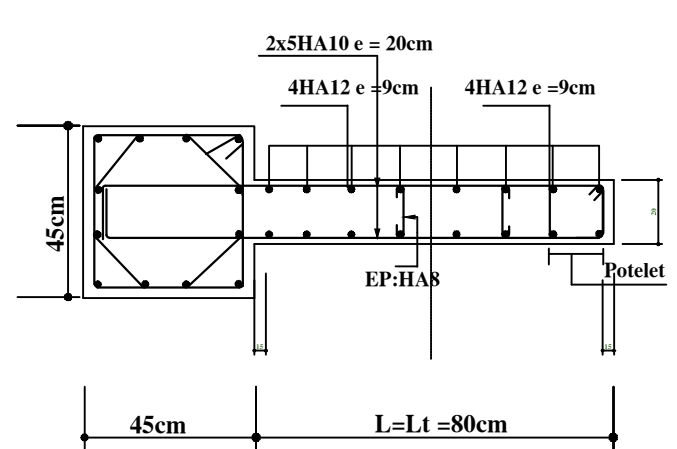
FERRAILLAGE DE VL03 = 0,90m



FERRAILLAGE DE VL02= 1,00m



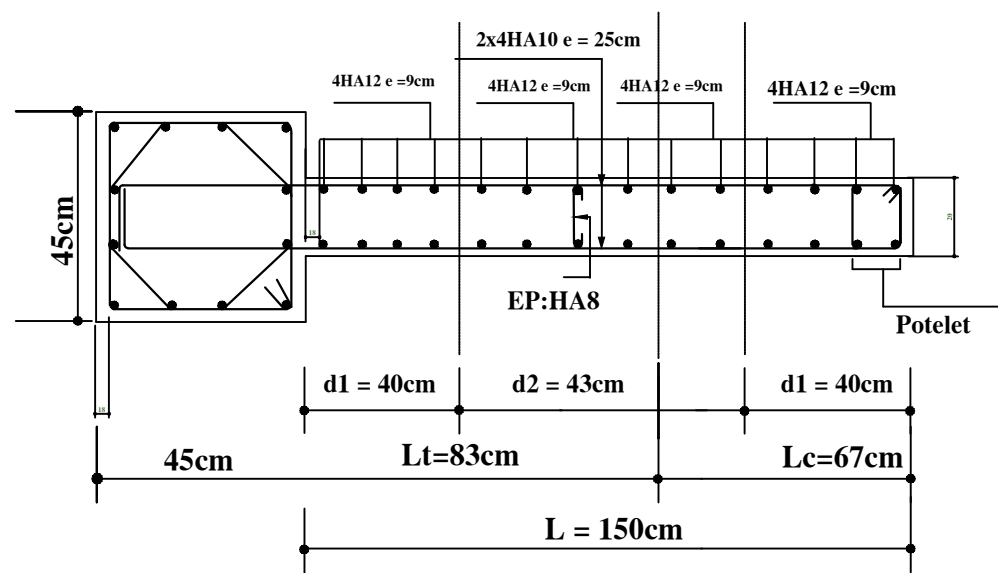
FERRAILLAGE DE VL01 = 0,80m



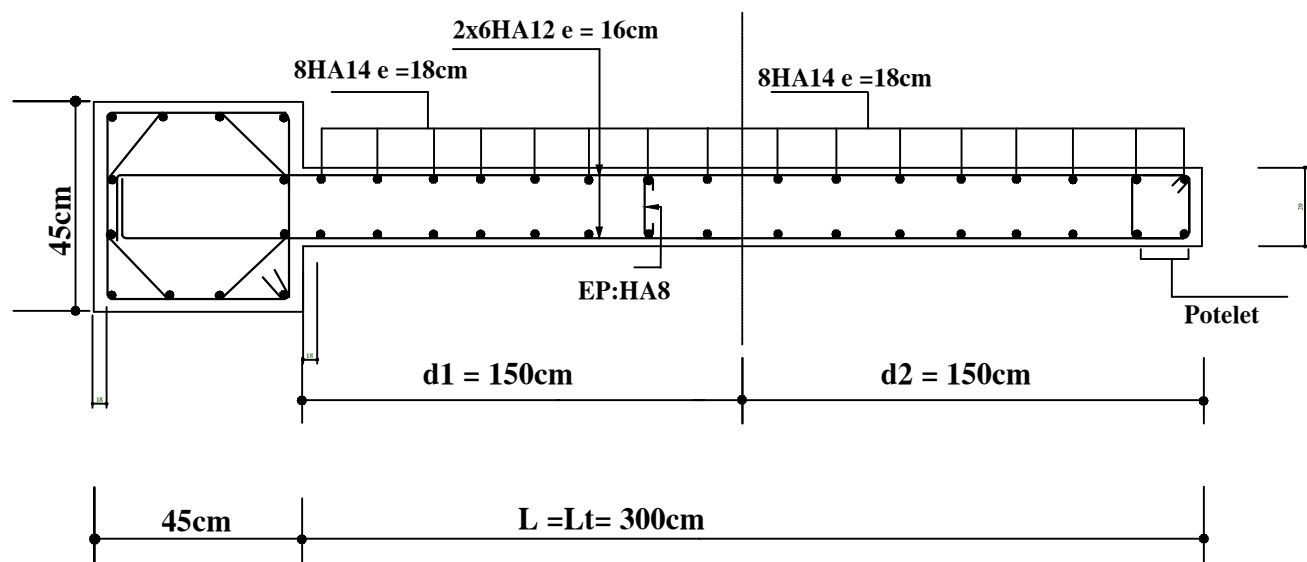
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 02
Etudié par: Mlle-METTALOUERDIA Mlle-MAKHLOUF-OUZNA	Plan de ferrailage des voiles longitudinals	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRADA	Fevrier 2020

-- PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALS --

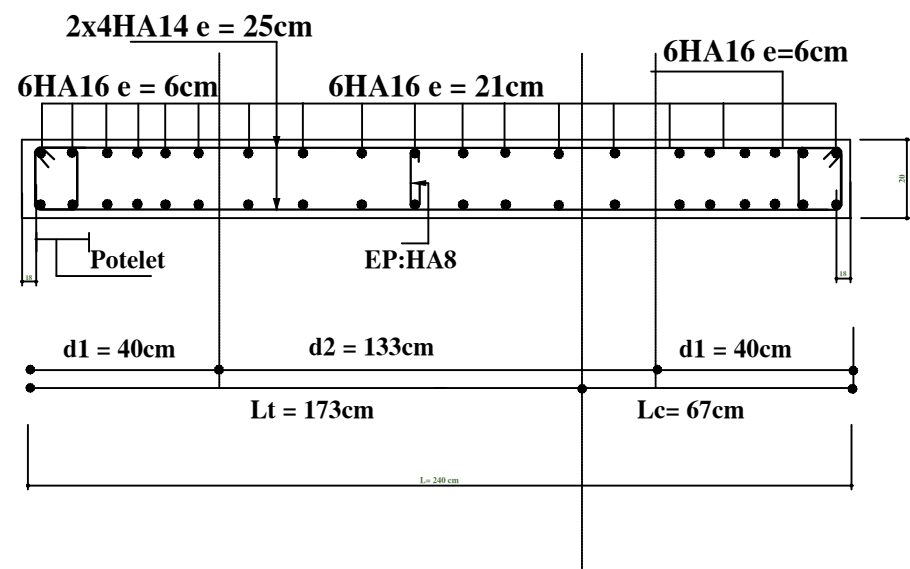
FERRAILLAGE DE VT01= 1,50m

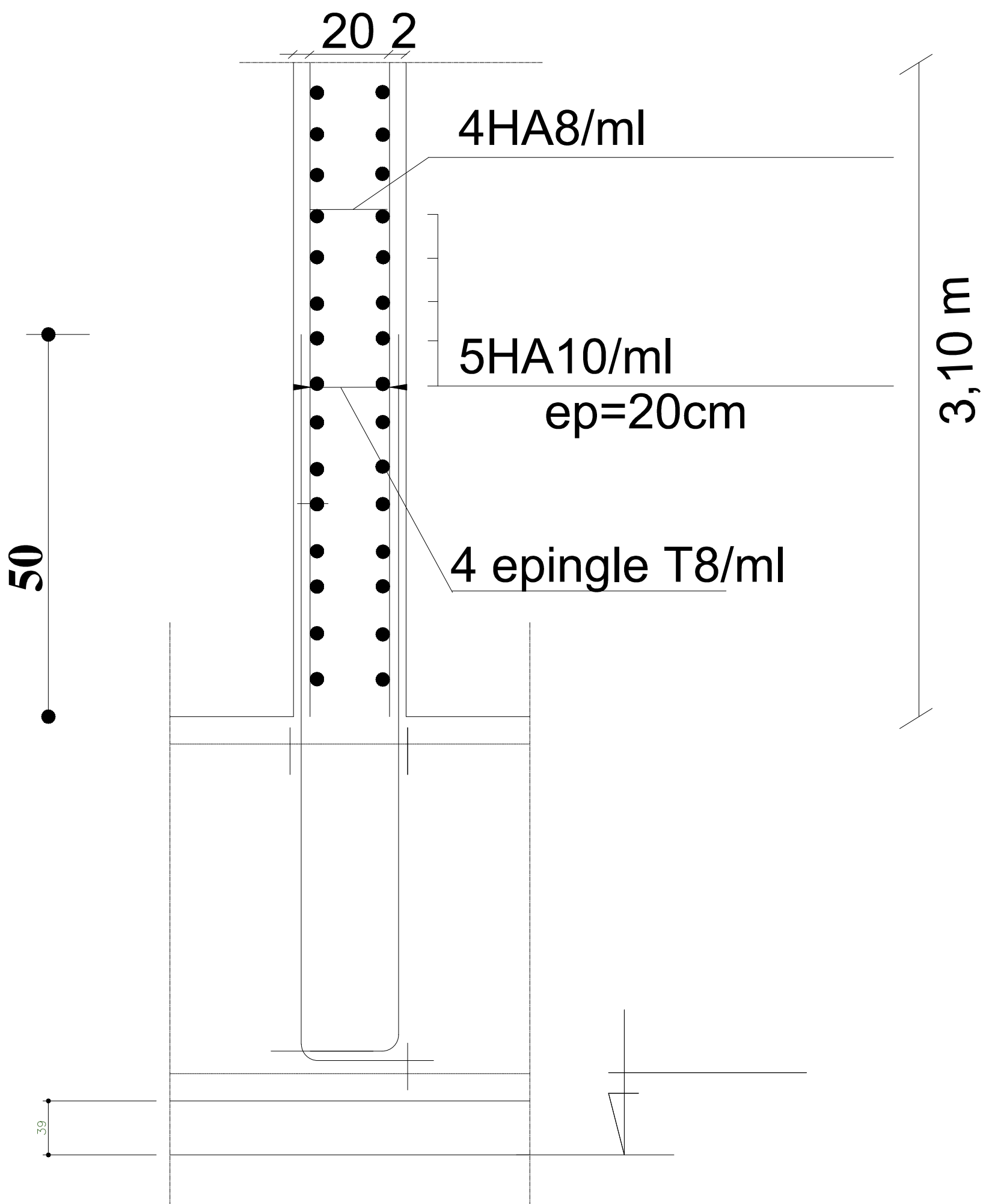


FERRAILLAGE DE VT02= 3,00m



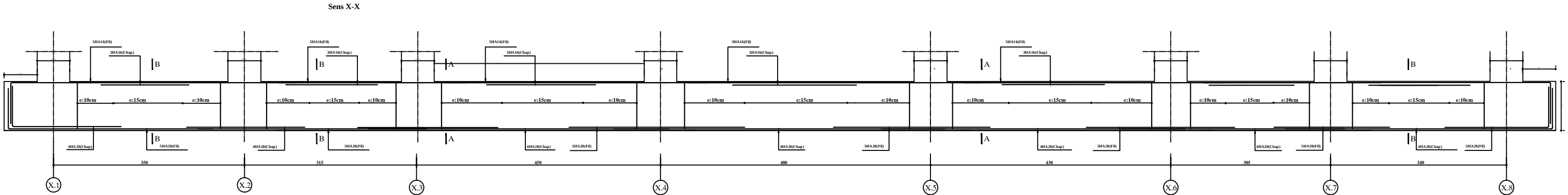
FERRAILLAGE DE VT03= 2,40m



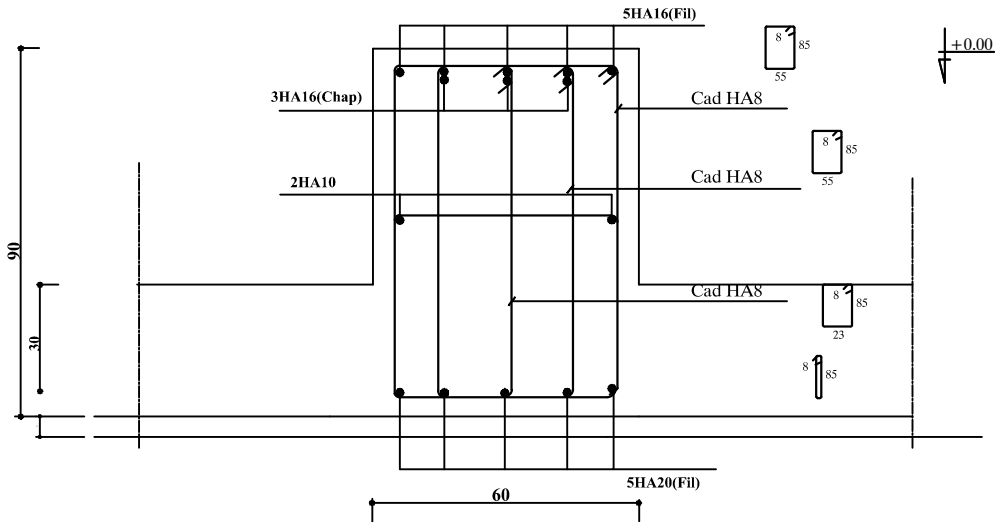


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 11
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage du voile plaque	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

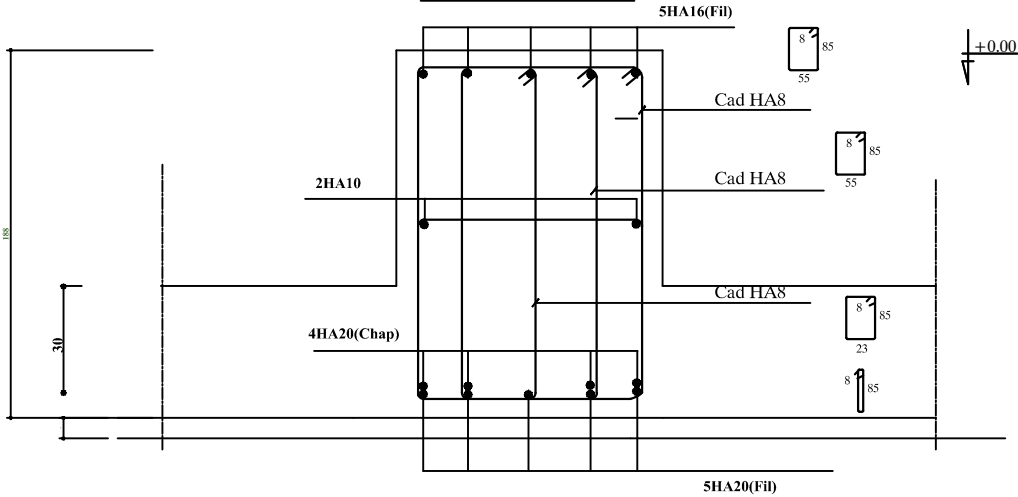
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60x90)



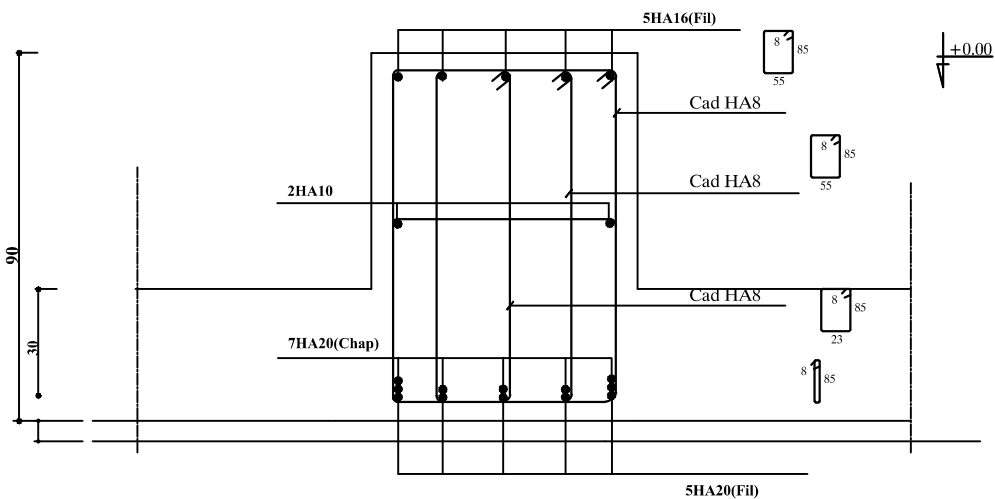
--COUPE B-B --



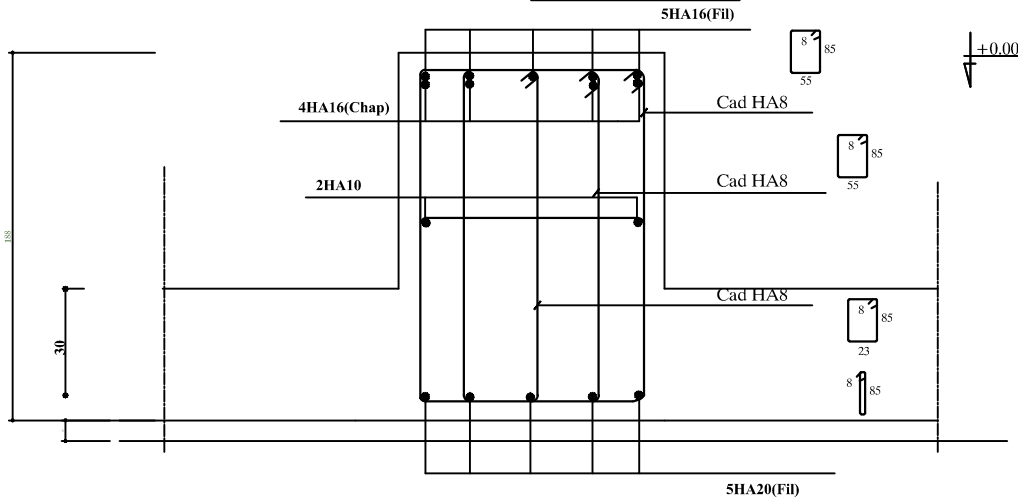
--COUPE A-A --



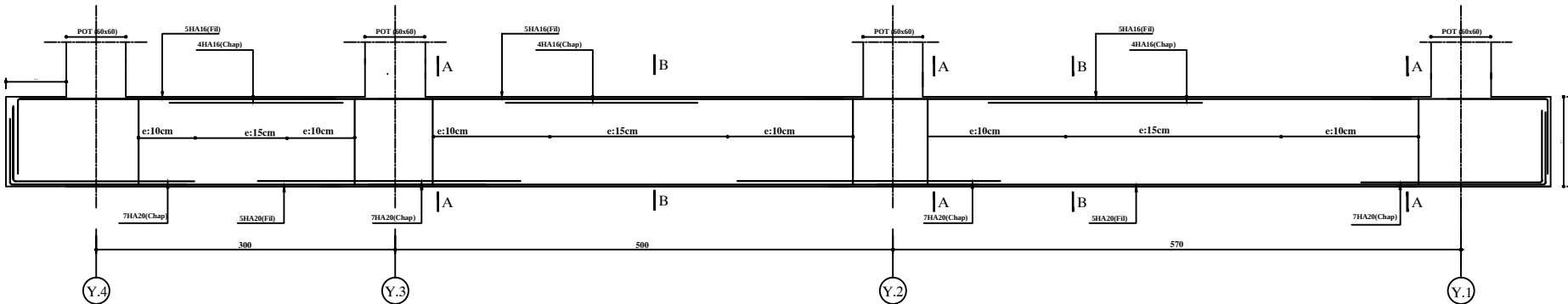
--COUPE A-A --



--COUPE B-B --



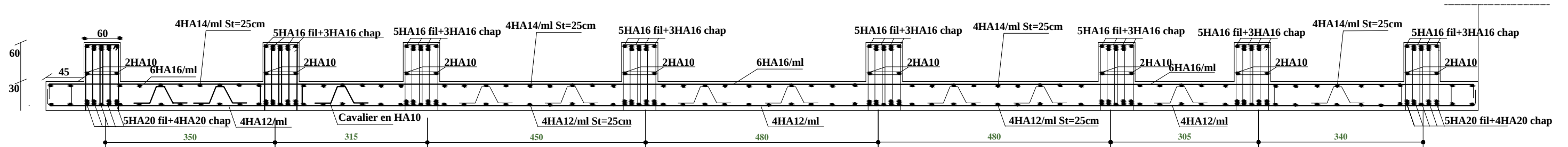
Sens Y-Y



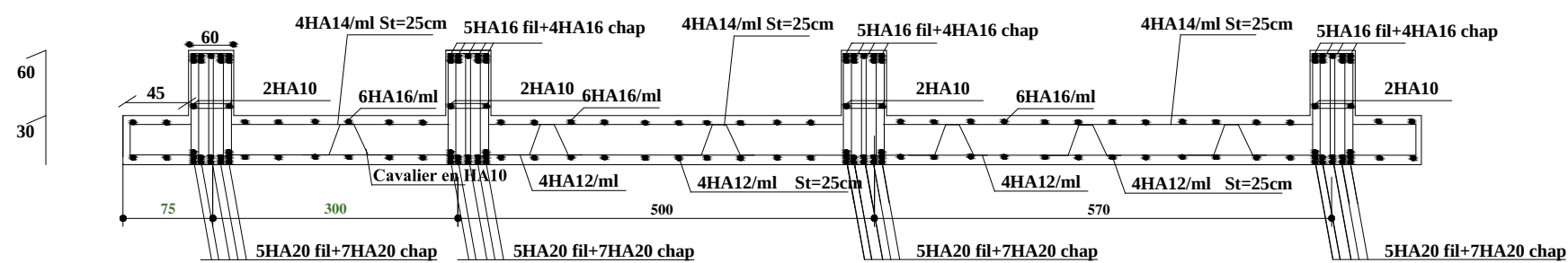
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 08
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage de la nervure	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020

COFFRAGE / FERRAILLAGE DE RADIER

Sens X-X



Sens Y-Y



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		PLAN : N° 12
Etudié par: Mlle MEFTAH.OUERDIA Mlle MAKHLOUF.OUZNA	Plan de ferrailage du radier	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr ADJRAD.A	Fevrier 2020