

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

De fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+12) en béton armé à usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles.*



Étudié par :

M^{elle} : BEN SLIMANE KAHINA

M^{elle} : BEN SLIMANE OLIVIA

Dirigé par :

M^r : A. LOUZAI

Promotion : 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadrant Mr. LOUZAI, qui nous a encadré avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Leurs conseils, leurs encouragements et leurs disponibilités nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet et les explications nécessaires.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université MOULOUD MAMMARI - faculté de génie de construction.



Dédicaces

Je dédie cette thèse ...

À NOS CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne pourra exprimer notre respect, notre amour éternel et notre considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour notre instruction et bien être.

On vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous nous portez depuis notre enfance et on espère que votre bénédiction nous accompagne toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien qu'on ne vous en acquittera jamais assez. Puisse Dieu, le tout puissant, vous accorde santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais on vous déçoit.

A NOS CHERS ET ADORABLES FRÈRES ET SŒURS

qu'on adore et qu'on aime profondément.

En témoignage de notre affection fraternelle, de notre profonde tendresse et reconnaissance, on vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, vous protège et vous garde.

À NOS CHERS : ONCLES, TANTES,

A NOS CHERS : COUSINS, COUSINES ET A TOUTE LA FAMILLE BEN SLIMANE

Veillez trouver dans ce travail l'expression de notre respect le plus profond et notre affection la plus sincère.

À NOS AMIS DE TOUJOURS ;

A Toute et à tous ce qui ont participé de près ou de loin dans cette réussite, la promotion CCI 2018 GENIE CIVIL et à vous tous qu'on n'a pas eu à citer.

KAHINA

OLIVIA

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I. Introduction.....	1
1) Description de l'ouvrage	1
2) Caractéristique géométrique	2
3) Eléments de l'ossature	3
4) La réglementation utilisée:	3
5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
A- Béton.....	3
B- Acier	6

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

II. Introduction	9
1) Le Plancher	9
2) Les poutres :	12
A-Poutre principale.....	13
B-Poutre secondaire	13
3) Les voiles	14
4) Les poteaux.....	16
4-1) Détermination des charges et surcharges	16
4-2) Descente de charges	20
4-3) Vérification relative aux coffrages	25
4-4) Vérification au flambement	26

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.

III. Introduction	27
1) Acrotère	27
2) Planchers en corps creux_	34
3) <i>Plancher en dalle pleine</i>	56
4) Balcons	64
5) Plancher en dalle pleine de la salle machine	70
6) Les escaliers	82
7) La poutre palière	99

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux.

IV. Introduction.....	108
1) Objectif de l'étude dynamique	108
2) Choix de la méthode de calcul	108
2-1) Méthode statique équivalente	108
2-2) Méthode dynamique modale spectrale	109
3) Vérifications réglementaires	113

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Ferrailage des poteaux	122
V.2 Ferrailage des poutres	137
V.3 Ferrailage des voiles	151

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI. Introduction	170
1) Semelles filantes	170
2) Etude du radier	173

Introduction générale.

Construire reste l'une des préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette dernière s'est accrue avec le développement industriel et l'explosion démographique causant ainsi un manque flagrant en termes de foncier et un aménagement urbain qui se fait au détriment des terrains à vocation agricole. Ceci a obligé les décideurs à adopter la solution de bâtir en hauteur.

Mais cette solution est confrontée à une sérieuse difficulté. En effet, en construisant plus haut, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux risques sismiques, mettant ainsi la vie de ses occupants et celle de ceux qui habitent les bâtisses voisines en danger et sans oublier aussi les pertes matérielles.

Les expériences vécues en Algérie, durant les derniers séismes (Boumerdès) a conduit les pouvoirs publics, avec l'assistance des experts dans le domaine à modifier le règlement parasismique. Cette modification vise à épargner la vie des usagers en cas de séismes induisant ainsi à des coûts supplémentaires des constructions

Le rôle de l'ingénieur consiste à trouver un compromis entre une sécurité optimale et des coûts supportables pour les particuliers et/ou l'état. C'est plus précisément dans ce cadre que s'inscrit notre projet, au cours de ce travail nous sommes intéressés à la conception et l'étude d'une structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage multiple R+12 (commerce et habitation).

A fin de mieux élaborer notre étude, nous avons jugé nécessaire de le répartir en dix chapitres comme suit :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage, le pré dimensionnement des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles) ainsi que le calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers et les balcons) ;
- L'étude dynamique et sismique fera l'objet du chapitre quatre
- Le cinquième chapitre sera consacré au ferrailage des différents éléments résistants à savoir les poutres, les poteaux et les voiles ;
- Le dernier chapitre conformément aux règles du RPA et BAEL ; pour l'étude des fondations.

Et en fin on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I:

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I. Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment).
- Les éléments constructifs :(élément structuraux et non structuraux).
- La réglementation utilisée.
- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

1) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments d'une tour (R+12) à ossature mixte, à usage d'habitation et commerciale, cette tour sera implantée à **ALGER** qui est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone à forte sismicité (*zone III*).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$ cette contrainte correspond à un sol meuble *S3*.

Cet ouvrage est composé :

- ✓ RDC à usage multiple (commerciale et habitation).
- ✓ 12 étages à usages d'habitation.
- ✓ 01 cage d'escalier.
- ✓ 02 cages d'ascenseurs.
- ✓ Terrasse inaccessible.

2) Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Notre ouvrage a pour dimensions :

	<i>Ouvrage</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Plan</i>	<i>La longueur totale du bâtiment.</i>	<i>24.90m</i>
	<i>La largeur totale du bâtiment.</i>	<i>20.40m</i>
<i>Elévation</i>	<i>La hauteur totale du bâtiment.</i>	<i>41.50m</i>
	<i>La hauteur du RDC.</i>	<i>4.08m</i>
	<i>La hauteur d'étage courant.</i>	<i>3.06m</i>

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique de l'ouvrage.

3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

a. Ossature :

La tour a une ossature mixte composée de :

- **Portiques :** transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- **Voiles :** des éléments rigides en béton armé coulé sur place ; disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

b. Planchers :

- **Plancher en corps** : creux qui est porté par des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- **Plancher en dalle pleine** : coulée sur place, pour les portes à faux pour la cage d'ascenseur.

c. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs** :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.

- **Murs intérieurs** :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

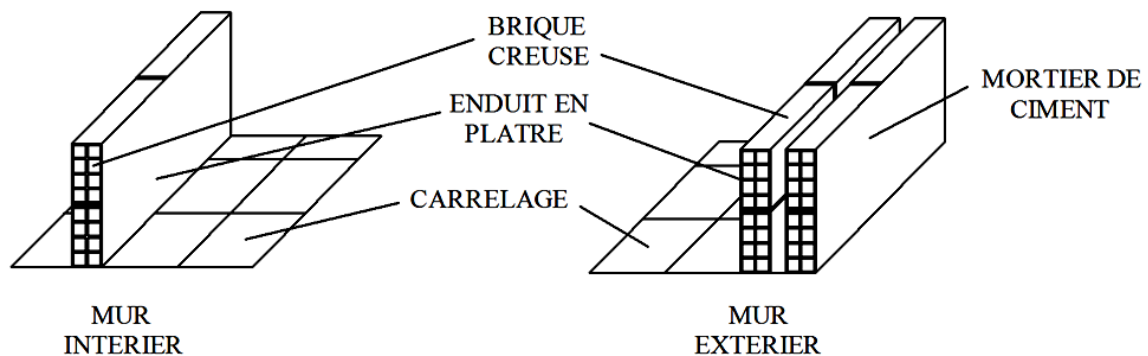


Figure I.1 : Mur en double et simple cloisons.

d. Cage d'escalier :

L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué d'un paliers et paillasse et par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

e. Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machine, pour sa structure il est prévu une cage métallique qui sera fixé à l'ossature de l'ouvrage.

Notre tour est muni de deux cages d'ascenseurs qui seront réalisées en voiles, coulés sur place.

f. Les Revêtements :

Les revêtements sont réalisés en :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

g. Un patio :

Notre tour sera muni d'un patio permettant l'éclairage et l'aération de la cage d'escalier.

h. Les fondations :

Sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise. Leur fonction est de :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces actions au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité du bâtiment.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la nature du sol et de l'importance de l'ouvrage.

4) La réglementation utilisée :

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (RPA 99, modifier 2003) ;
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifier 99) ;
- Charge et surcharge d'exploitation (DTR – BC – 22) ;
- CBA93 (conception et calcul des ouvrages en béton armé).

5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences :

- Du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003) ;
- Des règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

A. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvant, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

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

À titre indicatif (m^3) de béton et composé de :

• Granulats:

- Sable400l.
- Gravillon800l.

• Ciment :350l.

• Eau :175l.

a) Résistance caractéristique à la compression : (Art A-2.1.11 BAEL 91, modifié99)

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées (16x32) par compression axiale à l'âge de 28 jours.

Dans notre cas on fixe : $f_{c28} = 25MP_a$, cette valeur est choisie en tenant compte des règles de contrôle qui vérifient qu'elle est atteinte.

➤ D'après le (Art A-2.1.11 BAEL 91, modifié99) on admet la résistance f_{cj} suivante :

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{Pour des } f_{c28} \leq 40MP_a.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad \text{Pour des } f_{c28} > 40MP_a.$$

- Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,10f_{c28}$.

b) Résistance caractéristique à la traction: (Art A-2.1.12 BAEL 91, modifié99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$.

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c) Etat limite de contrainte de béton :

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

Il existe deux types des états limites :

➤ **Etat limite ultime (ELU):** (Art A.4.3, 41 BAEL91, modifié99)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

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

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

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_d} ; [MPa] .$$

Avec :

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.
- $\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

À : $j = 28$ jours, en situation courante ; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

γ_d : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_d = 1,5$: Dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_d = 1,15$: Dans le cas d'une situation accidentelle.

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

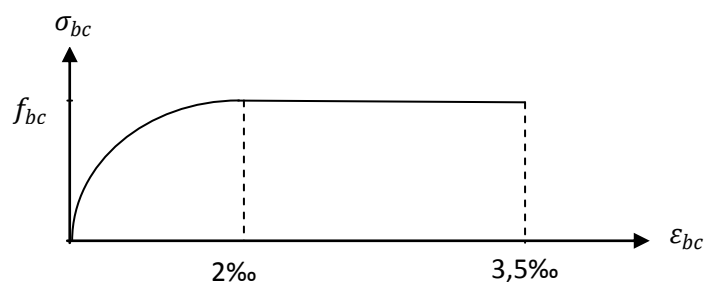


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \implies Compression pure (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ \implies Compression avec flexion.

- En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.
- En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

➤ **Etat limite de service (ELS) :** (Art A.4.5.2 BAEL91, modifié99)

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} ; [MPa] .$$

Dans notre cas: $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

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

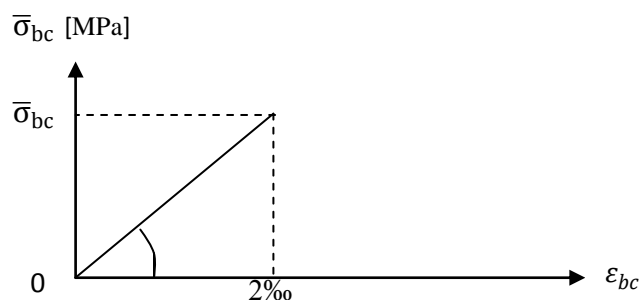


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

➤ **Contrainte limite de cisaillement :** (Art A.5.1.21 BAEL91 modifier99)

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; [MPa] .$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU) ;

b : Largeur de la section cisailée ;

d : Hauteur utile.

Cette contrainte doit respecter les valeurs suivantes :

$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5MPa\} \implies$ Cas de fissurations peu nuisibles.

$\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28}; 4MPa\} \implies$ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

d) Module d'élasticité du béton :

On distingue deux types de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation instantanée** :(Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} ; [MP_a] .$$

Pour : $f_{c28} = 25MP_a \implies E_{ij} = E_{i28} = 32164,2 MP_a$.

- **Module de déformation différée** :(Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99)

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

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

Pour : $f_{c28} = 25MP_a \implies E_{vj} = E_{v28} = 10818,87 MP_a$.

➤ **Module de déformation transversale** :(Art .A.2.1.3/BAEL99 modifié99)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} ; [MP_a] .$$

Avec :

E : Module de Young ;

ν : Coefficient de Poisson.

e) **Coefficient de poisson** :(A.2.1, 3 / BAEL91 modifié99)

Le coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} , \text{ il sera égal à : } \begin{cases} \nu = 0,2 : \text{ Pour le calcul des déformations à ELS.} \\ \nu = 0 : \text{ Pour le calcul des sollicitations à ELU.} \end{cases}$$

B. Les aciers:

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

En général les aciers utilisés sont de 3 types dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MP _a]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barre	Rond lisse E235	RL	235	410-490	1,022	1
	Haute adhérence E400	HA	400	480	1,74	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé 520 ($\phi < 6$)	TS	520	550	2,17	1

Tableau I.2 : Types d'acier.

a) **Module d'élasticité longitudinale:** (A.2.2 ,1 BAEL91 modifié99)

Le module de déformation longitudinale (E_s) est pris égal :

$$E_s = 2.10^5 MPa.$$

b) **Contrainte limite dans les aciers:** (Art A.4.3.1 B.A.E.L91 modifié99)

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte d'acier à l'ELU ;

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ \implies Situation courante. (A.4.3.2 BAEL91 modifié99)

$\gamma_s = 1$ \implies Situation accidentelle.

Nuance de l'acier f_e [MPa]	Situation courante $\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Situation accidentelle $\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]
400	348	400
500	435	500

Tableau I.3 : Contraintes limites à l'ELU.

- **Diagramme contraintes déformation :**

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ($\bar{\sigma}_s$) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

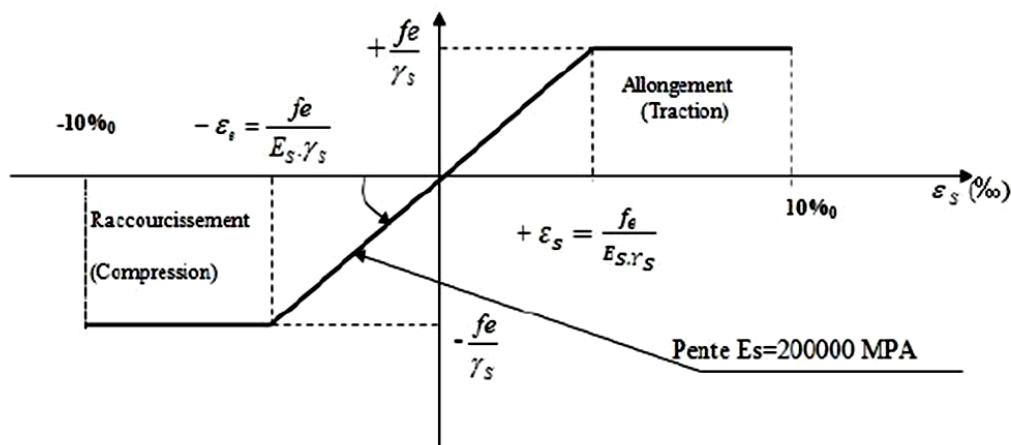


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation (ELU).

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable :** (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91 ; modifié99)

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

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :** (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91 ; modifié99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; [MP_a] .$$

Avec :

f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton (MP_a).

η : Coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.} \\ \eta = 1,3 \text{ Pour les aciers de haute adhérence } (\phi < 6mm). \\ \eta = 1,6 \text{ Pour les aciers de moyenne adhérence } (\phi < 6mm). \end{array} \right.$

- **Fissuration très préjudiciable :** (Art A.4.5.3.4, BAEL 91 ; modifié99)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.

Dans ce cas, Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \} ; [MP_a] .$$

➤ **Protection d'armatures :** (Art A. 7.2 .4 BAEL 91/ modifié99)

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

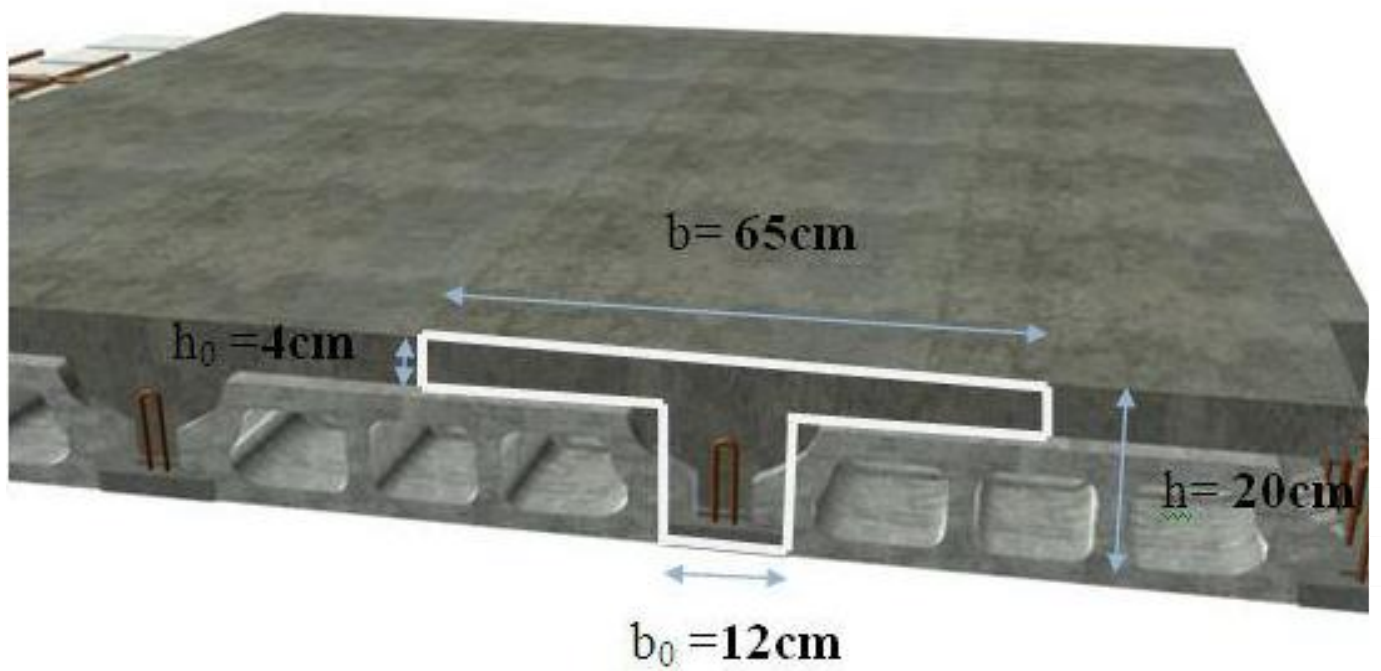
- $c \geq 5cm$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- $c \geq 3cm$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

- $c \geq 1cm$: Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



II. Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments de construction (poutres, poteaux, plancher et voiles) a pour but de déterminer d'une façon générale leur ordre de grandeur. Les résultats obtenues ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

Pour cela on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

<i>Règlement de calcul</i>
<ul style="list-style-type: none"> • RPA 99/ version 2003 • BAEL 91 modifié 99 • CBA 93

Tableau II.1. Règlement de calcul

Éléments de construction:**1) Plancher :**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveau consécutif d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

1-1) Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis de compression.

- **Dimensionnement:**

Leur pré dimensionnement est donné par la formule suivante qui justifie leurs rigidités :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art .B.6.8, 424/ BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

h_{tp} : Hauteur totale du plancher ;

L : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

$$L = 420 - 30 = 385 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne : $h_{pt} \geq 390/22,5 = 17,33 \text{ cm}$

On opte pour un plancher d'épaisseur $(16 + 4) = 20\text{ cm}$.

-Epaisseur de corps creux = 16 cm

-Epaisseur de la dalle de compression = 04 cm

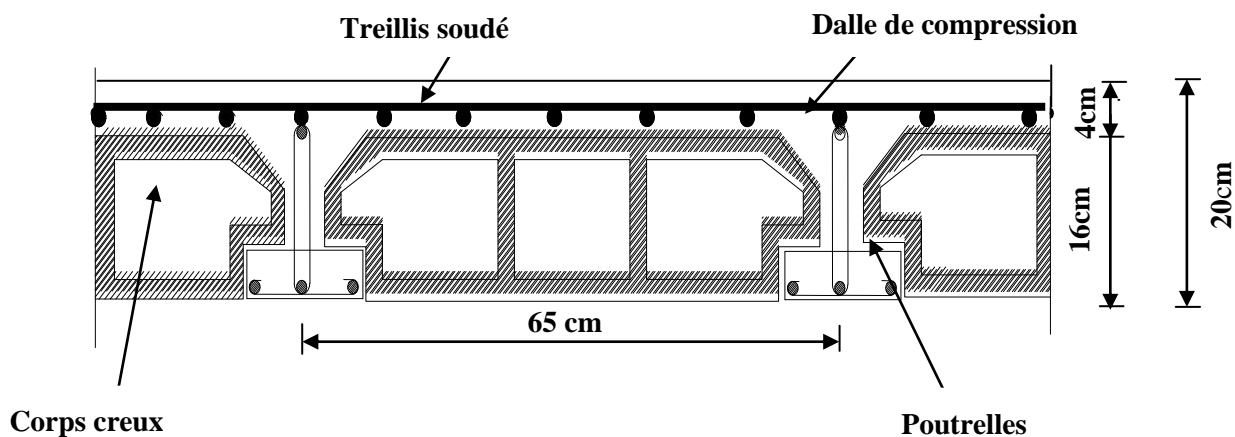


Figure. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

1-2) Plancher en dalle pleine :

C'est une dalle mince et plane réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de :

- Condition de sécurité contre l'incendie.
- Condition d'isolation acoustique.
- Condition de non dépassement de la flèche.

A)-Résistance au feu : (Guide d'isolation thermique) :

- $e_p = 7\text{ cm}$1 heurs coupe feu.
- $e_p = 11\text{ cm}$2 heurs coupe feu.
- $e_p = 17,5\text{ cm}$4 heurs coupe feu.

Donc on prend: $e_p = 16\text{ cm}$(a)

B)-Condition de l'isolation acoustique :

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique = $47,161\text{ [dB]}$

• Les bruits aériens :

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

- $R = 13,3 \log 10M$ si $M \leq 250\text{ kg/m}^2$(*)
- $R = 15 \log M + 9$ si $M > 250\text{ kg/m}^2$ (**).

Avec: **M**: Masse surfacique.

La formule (**) nous donne : **M = 350kg/m²**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

Donc :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad e_p \geq \frac{M}{\rho} \quad \Longrightarrow \quad e_p \geq \frac{350}{2500}$$

$$e_p \geq 14 \text{cm}$$

• **Les bruits d'impact :**

La loi de la masse nous donne :

$$M \geq 400 \text{kg/m}^2.$$

$$.M = \rho \times e_p \geq 400 \quad \Longrightarrow \quad e_p \geq \frac{400}{2500}$$

$$e_p \geq 16 \text{cm}$$

Donc on prend: **e_p = 16 cm.....(b)**

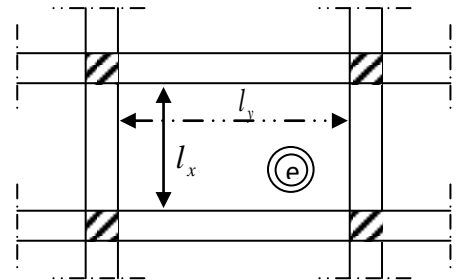
C)-Condition de la résistance à la flexion :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable

Toutes les dalles sont appuyées sur 3 et 4 cotés, on à :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \begin{cases} l_x : \text{le plus petit coté de la dalle.} \\ l_y : \text{le plus grand coté de dalle.} \end{cases}$$

« l_x, l_y entre nu des appuis »



e : épaisseur de la dalle.

Figure II.2 : La petite et la grande portée de la dalle.

➤ Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow l_x/35 \leq e_p \leq l_x/30$ (Dalle reposons sur 2 appuis).

➤ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\Rightarrow l_x/50 \leq e_p \leq l_x/40$ (Dalle reposons sur 3 ou 4 appuis).

Avec: $l_x = 238 - 30 = 208 \text{ cm.}$

$$l_y = 325 - 30 = 295 \text{ cm.}$$

Donc: $\rho = l_x/l_y = 208/295 = 0,705 \quad \Longrightarrow \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 .$

-Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans deux sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \Longrightarrow \quad \frac{390}{25} \leq e_p \leq \frac{390}{20} \quad \Longrightarrow \quad 15,6 \leq e_p \leq 19,5$$

Donc pour satisfaire la condition de la résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être dans la fourchette : **15,6 ≤ e_p ≤ 19,5**

❖ Condition de limitation de la flèche :

Pour cette partie on s'intéresse à l'état limite de service vis-à-vis des éléments fléchis. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans de bonnes conditions (non fissuration des revêtements de sol et des cloisons, bonne fermeture des portes et fenêtres).

- **Valeur limite de la flèche :**

$$\begin{cases} L/5(m) \dots\dots\dots \text{si la portée } L \leq 5(m). \\ 0.005 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si la portée } L > 5(m). \end{cases}$$

Où la flèche et la portée L sont exprimées en mètre.

- **Calcul de la flèche pour une bande de 1m de largeur :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v j . I} \quad \text{Avec : } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad I = b . e_p^3 / 12.$$

La plus grande travée a une portée de $L = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$. (La grande portée entre nus d'appuis.

$$\text{Donc : } f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v j . I} \leq \bar{f} = \frac{L}{5} = \frac{3,90}{5} = 0,78 \dots\dots\dots (*)$$

- **Calcul de chargement (q) pour une bande de 1m de largeur :**

- Charge permanente G : $G = 25 * e_p \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation Q : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$q = (G + Q) * 1m = (25 * e_p + 1,5) \text{ KN/ml}$$

En remplaçant « I », « L », « E », et « q » par leurs valeurs dans la relation (*) :

Et la résolution du problème nous donne une épaisseur : $e_p \geq 19,5$.

Donc on prend : $e_p = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (c)$

Conclusion :

De (a-b-c) on adopte pour un plancher de dalle pleine d'épaisseur : $e_p = 20 \text{ cm}$.

2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
 - Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad ; \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre ;
- b : largeur de la poutre ;
- L_{max} : désigne la plus grande portée libre des poutres.

A. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

➤ Calcul de la hauteur :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 420 - 30 = 390cm$$

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \quad \implies \quad 26 \leq h_t \leq 39 \quad \implies \quad h_t = 40cm.$$

➤ Calcul de la largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \implies \quad 16 \leq b \leq 28 \quad \implies \quad b = 30cm.$$

B. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

➤ Calcul de la hauteur :

$$\text{Avec : } L_{max} = 415 - 30 = 385cm$$

$$\frac{385}{15} \leq h_t \leq \frac{385}{10} \quad \implies \quad 25,66 \leq h_t \leq 38,5 \quad \implies \quad h_t = 40cm.$$

➤ Calcul de la largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \implies \quad 16 \leq b \leq 28 \quad \implies \quad b = 30cm.$$

Conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30cm$	40cm	40cm	vérifiée
$b \geq 20cm$	30cm	30cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,33	Vérifiée

Tableau II.2. Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Poutres principales : h= 40 cm ; b = 30cm.
- Poutres secondaires : h = 40 cm ; b = 30cm.

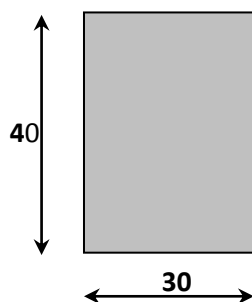


Figure. II.3 : Dimensions de la poutre principale

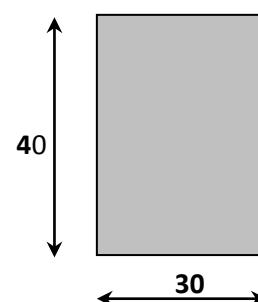


Figure. II.4 : Dimensions de la poutre secondaire

Remarque :

La hauteur des poutres est la même dans les deux sens, pour but de faciliter les travaux ainsi le BAEL préconise de prendre la même largeur b .

3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés principalement à transmettre les charges horizontales (séisme...) jusqu'au sol, assurer la stabilité de l'ouvrage d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7.7.1 de RPA99 modifié 2003).

a) L'épaisseur :

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

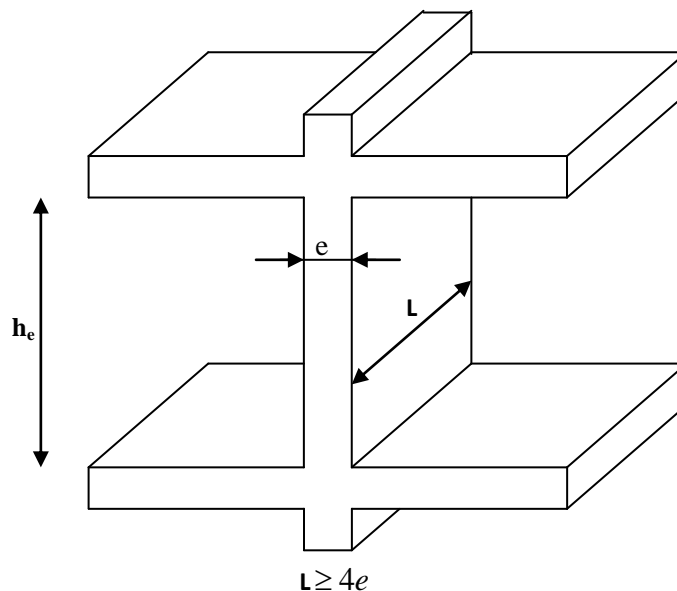


Figure II.5 : Coupe d'un voile en élévation.

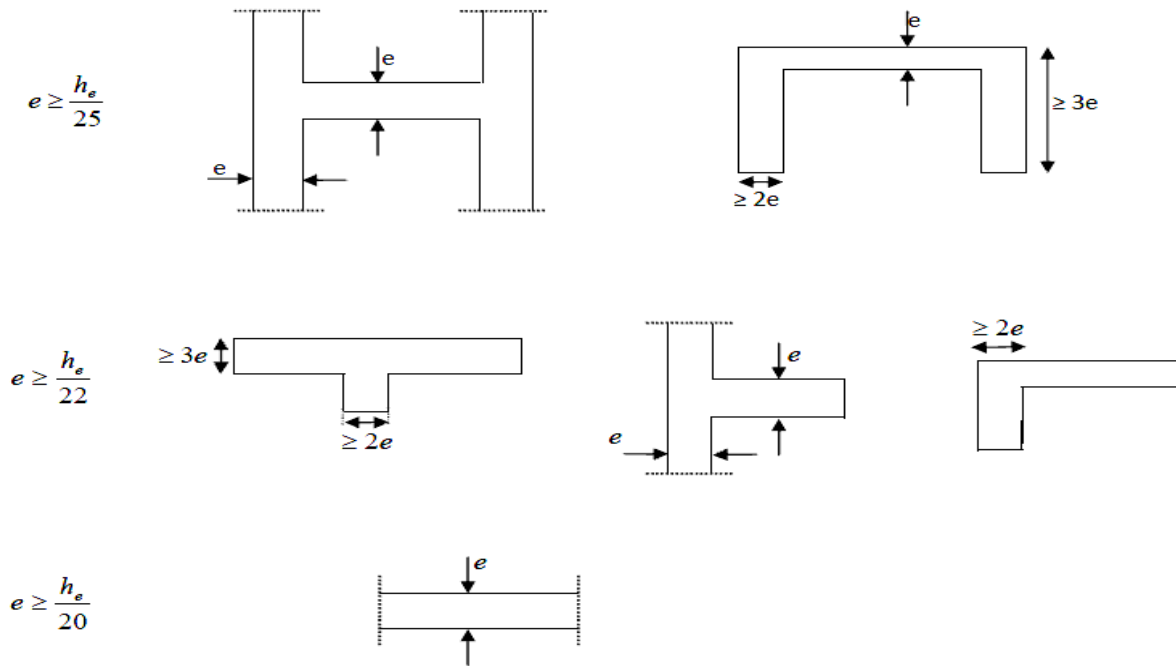


Figure II.6 : coupe des voiles en plan.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $e = \frac{h_e}{20}$

➤ **Au niveau du RDC :**

On a la hauteur du RDC : $h_{RDC} = 408\text{cm}$

Avec : $h_e = h_{RDC} - e_p \implies h_e = 408 - 20 \implies h_e = 388\text{ cm.}$

- h_{RDC} : hauteur du RDC ;
- e_p : épaisseur du plancher ;
- h_e : hauteur libre max d'étage.

$$e = \frac{388}{20} = 19.4 \implies e = 20\text{cm.}$$

➤ **Au niveau d'étage courant :**

On a la hauteur de l'étage courant : $h_{EC} = 306\text{cm}$

Avec : $h_e = h_{EC} - e_p \implies h_e = 306 - 20 \implies h_e = 286\text{cm.}$

- h_{EC} : hauteur de l'étage courant.

$$e = \frac{286}{20} = 14.3 \implies e = 20\text{cm.}$$

On prend pour les voiles une épaisseur : $e = 20\text{cm.}$

b) La largeur :

Selon le RPA, pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, on doit satisfaire la condition suivante : $L \geq 4.e$

Avec : $e = 20\text{ cm.}$

$L \geq 4 \cdot 20 = 80\text{cm} \implies$ Donc la largeur de nos voiles doit dépasser $80\text{cm.} = 0,8\text{m.}$

4) Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations une partie des efforts provenant de la superstructure, Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \leq N_s / \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $N_s = G + Q \dots (ELS)$.

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité ;

S : Section transversale du poteau le plus sollicité ;

G : Charge permanente ;

Q : Surcharge d'exploitation ;

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 MPa$$

L'effort normal " N_s " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

4-1) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

4-1-1) Charges permanentes :

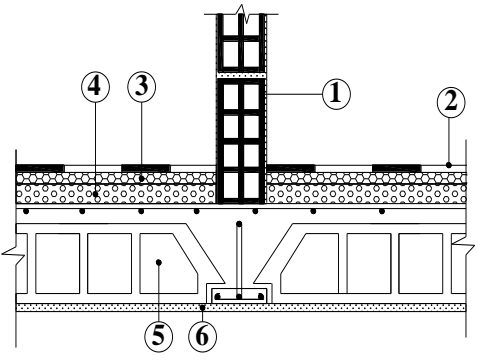
a) Les planchers :

➤ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	étanchéité de type multiple	0,02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique	0,004	4	0,16
6	Plancher corps creux (16+4)	0,20	/	2,8
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				5,68

➤ Plancher d'étage courant :

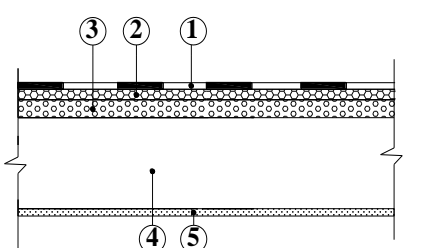
Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuses avec enduit	0,10	9	0,9+0,4 =1,3
		0,04	10	
2	revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
3	mortier de pose	0,02	22	0,44
4	couche de sable	0,02	18	0,36
5	plancher en corps creux	0,20	14	2,8
6	enduit en plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				5,50



The diagram shows a cross-section of a floor slab. It includes a brick masonry wall (1) on top, a tile floor (2), a bedding mortar (3), a sand layer (4), a hollow core slab (5), and a plaster finish (6). The wall is shown in section, and the slab is shown in plan view with a vertical section line.

➤ Balcon :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Chape de mortier	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en B A	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
TOTAL				5,39

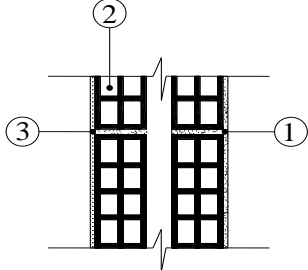


The diagram shows a cross-section of a balcony floor. It includes a tile floor (1), a bedding mortar (2), a sand layer (3), a solid concrete slab (4), and a cement plaster finish (5). The slab is shown in plan view with a vertical section line.

b) Maçonnerie :

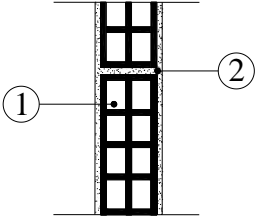
➤ Les murs extérieurs :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Maçonnerie en briques creuses	0,15	8,67	1,3
	Lame d'air	0,05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0,10	9	0,9
3	enduit de plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				2,84



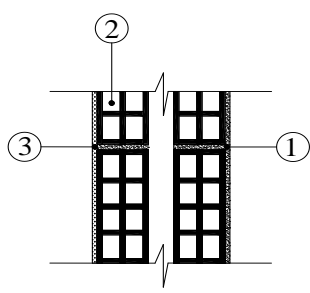
➤ Les murs intérieurs :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,10	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				1,3



➤ Les murs de séparation entre logements:

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Maçonnerie en briques creuses	0,10	9	0,9
	Lame d'air	0,05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0,10	9	0,9
3	enduit de plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				2,2



c) Poutres :

➤ Poutres principales :

$$G_p = b \cdot h_t \cdot \rho = 0,30 * 0,40 * 25 \implies G_p = 3 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poutres secondaires :

$$G_s = b \cdot h_t \cdot \rho = 0,30 * 0,40 * 25 \implies G_s = 3 \text{ KN/ml.}$$

d) Acrotère:

On a $h_t = 70\text{cm}$.

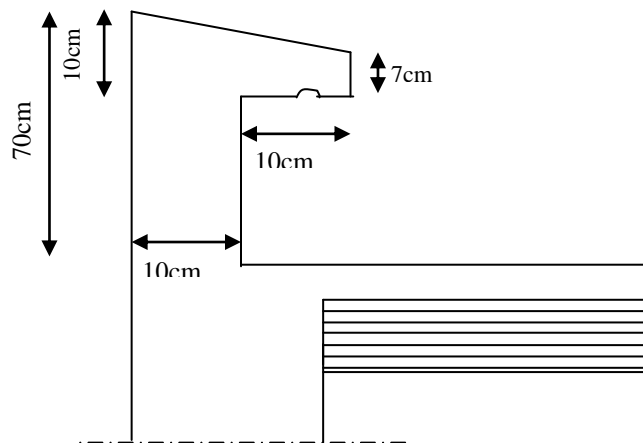


Figure II.7 : Coupe transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 * 0,2}{2} + 0,07 * 0,2 + 0,1 * 0,6 \right] \implies G = 1,925 \text{ KN/m}^2.$$

4-1-2) Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Plancher à usages locaux (boutiques)	5
Plancher à usages bureaux	2.5
Escalier	2.5
Acrotère	1
Balcon	3.5

Tableau II.3 : Les surcharges d'exploitation dans les différents éléments.

4-2) Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

➤ Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (B) et(6) comme le montre la figure suivante :

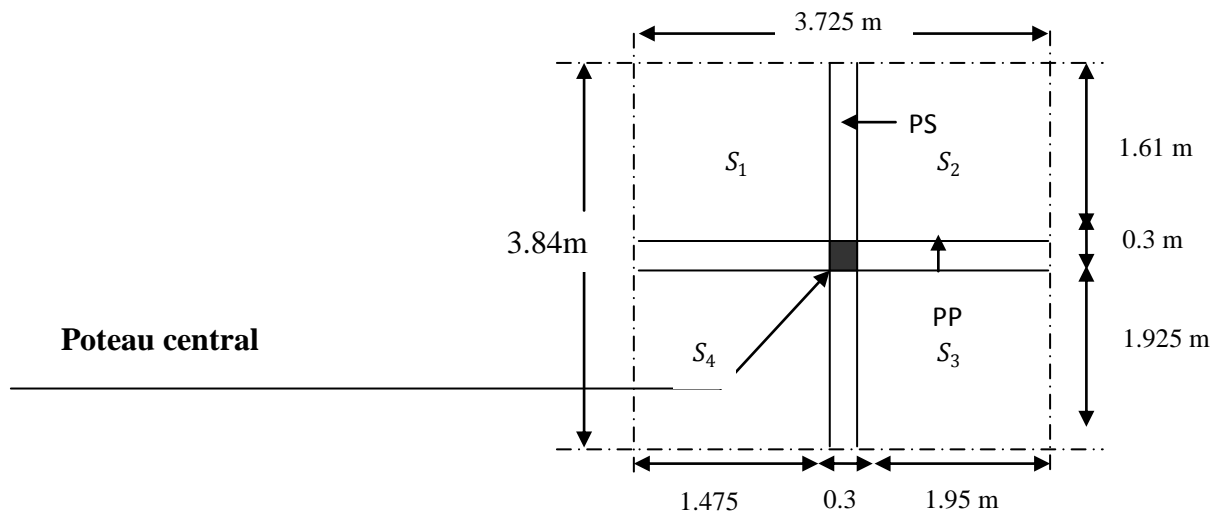


Figure. II.8 : surface d'influence du poteau « B6 »

➤ Surface nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,475 + 1,95) * (1,925 + 1,61) \implies S_n = 12,107m^2$$

➤ Surface brute :

$$S_b = 3,725 * 3,84 \implies S_b = 13,304m^2.$$

4-3) Calcul du poids propres des éléments :**❖ Charges permanentes revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse..... $G = 5.68KN/m^2$.
- Plancher d'étage courant..... $G = 5.5KN/m^2$.

a) Poids des planchers :

Le poids du plancher est donné par la formule suivante : $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$G_{PT} = 5,68 * 12,107 = 68,76 \text{ KN.}$$

- Plancher courant :

$$G_{PC} = 5,5 * 12,107 = 66,58 \text{ KN.}$$

b) Poids des poutres :

- Les poutres principales :

$$G_{PP} = [(0,3 * 0,4) * (1,475 + 1,95)] * 25 = 10,275 \text{ KN.}$$

- Les poutres secondaires :

$$G_{PS} = [(0,3 * 0,4) * (1,61 + 1,925)] * 25 = 10,605 \text{ KN.}$$

Le poids total des poutres est :

$$G_P = 20,88 \text{ KN}$$

c) Poids propre des poteaux :

- Poids du poteau du RDC

$$G = (0,3 * 0,3) * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ KN.}$$

- Poids du poteau d'étage courant :

$$G = (0,3 * 0,3) * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ KN.}$$

d) Surcharges d'exploitations revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse..... $Q = 1KN/m^2$.
- Plancher d'étage courant..... $Q = 1,5KN/m^2$.

e) Poids des planchers :

Le poids du plancher est donné par la formule suivante : $P = Q \times S$.

- Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1 * 12,107 = 12,107 \text{ KN.}$$

- Plancher courant et RDC:

$$Q_{PCi} = 1,5 * 12,107 = 18,160 \text{ KN.}$$

$$\implies Q_{12} = Q_{11} = Q_{10} = Q_9 = Q_8 = Q_7 = Q_6 = Q_5 = Q_4 = Q_3 = Q_2 = Q_1$$

Avec :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment ;

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$: les charges d'exploitation respective des planchers des étages. **1, 2, 3, ... n** numérotés à partir du sommet du bâtiment.

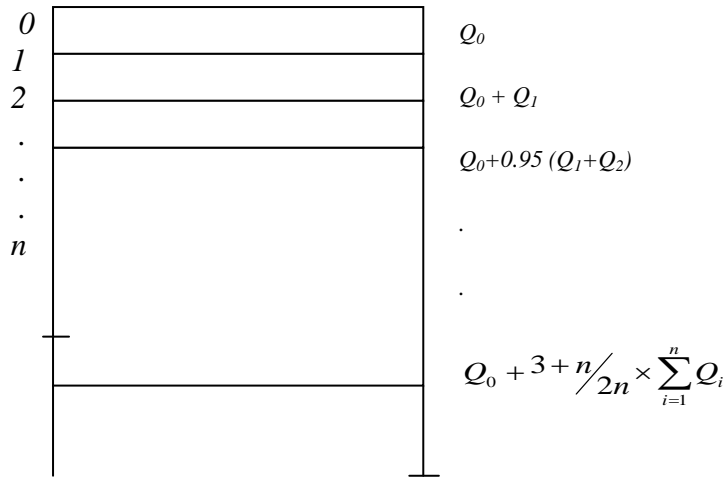


Figure II.9 : Schémas de la descente des charges.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous étage courant :

(Étage 1)..... $Q_0 + Q_1$

(Étage 2)..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)..... $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

Coefficient de dégression des surcharges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63	0,62

❖ Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération	Résultats (KN)
Niveau0	$Q0=1 \times 12,107$	12,107
Niveau1	$Q0+ Q1 =12,107+18,160$	30,267
Niveau2	$Q0+0.95 (Q1+Q2)=12,107+0.95(18,160*2)$	46,611
Niveau3	$Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)=12,107+0,9(18,160*3)$	61,139
Niveau4	$Q0+0.85 (Q1+...+Q4)=12,107+0,85(18.160*4)$	73,851
Niveau5	$Q0+0.80 (Q1+...+Q5)=12,107+0,8(18,160*5)$	84,747
Niveau6	$Q0+0.75 (Q1+...+Q6)= 12,107+0,75(18,160*6)$	93,827
Niveau7	$Q0+0.71 (Q1+...+Q7)= 12,107+0,71(18,160*7)$	102,362
Niveau8	$Q0+0.68 (Q1+...+Q8)= 12,107+0,68(18,160*8)$	110,897
Niveau9	$Q0+0.66 (Q1+...+Q9)=12,107+0,66(18,160*9)$	119,977
Niveau10	$Q0+0.65(Q1+...+Q10)=12,107+0,65(18,160*10)$	130,147
Niveau11	$Q0+0.63(Q1+...+Q11)=12,107+0,63(18,160*11)$	137,955
RDC	$Q0+0.62(Q1+...+Q12)=12,107+0,62(18,160*12)$	147,217

Tableau II.4 : Les surcharges cumulées.

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Cm ²	
	G Plancher	G poteau	G Poutre	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N=G+Q	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section du poteau
12	68.76	00	20.88	89.64	89.64	12.107	12.107	101.747	67.831	30x40
11	66.58	5.985	20.88	93.445	183.085	18.160	30,267	213.352	142.234	30x40
10	66.58	5.985	20.88	93.445	276.53	18.160	46,611	323.141	215.427	30x40
9	66.58	5.985	20.88	93.445	369.975	18.160	61,139	431.114	287.409	30x40
8	66.58	5.985	20.88	93.445	463.42	18.160	73,851	537.271	358.180	35x45
7	66.58	5.985	20.88	93.445	556.865	18.160	84,747	641.612	427.741	35x45
6	66.58	5.985	20.88	93.445	650.310	18.160	93,827	744.137	496.091	35x45
5	66.58	5.985	20.88	93.445	743.755	18.160	102,362	846.117	564.078	40x50
4	66.58	5.985	20.88	93.445	837.200	18.160	110,897	948.097	632.064	40x50
3	66.58	5.985	20.88	93.445	930.645	18.160	119,977	1050.622	700.414	40x50
2	66.58	5.985	20.88	93.445	1024.09	18.160	130,147	1154.237	769.491	40x55
1	66.58	5.985	20.88	93.445	1117.535	18.160	137,955	1255.49	836.993	40x55
RDC	66.58	8.28	20.88	95.74	1213.275	18.160	147,217	1360.492	906.994	40x55

Tableau II.5 : Les sections des poteaux adopté pour les différents niveaux.

4-4) Vérification relative au coffrage: (Art 7.4.1 RPA 99 version 2003)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x40	$Min(b, h) \geq 30\text{cm}$	$Min(30,40) = 30\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$Min(30,40) = 30\text{cm} \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0,75 < 4$	Condition Vérifiée
35x45	$Min(b, h) \geq 30\text{cm}$	$Min(35,45) = 35\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$Min(35,45) = 35\text{cm} \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{45} = 0,77 < 4$	Condition Vérifiée
40x50	$Min(b, h) \geq 30\text{cm}$	$Min(40,50) = 40\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$Min(40,50) = 40\text{cm} \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{50} = 0,8 < 4$	Condition Vérifiée
40x55	$Min(b, h) \geq 30\text{cm}$	$Min(40,55) = 40\text{cm}$	Condition Vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$Min(40,55) = 40\text{cm} \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$ $Min(40,55) = 40\text{cm} \geq \frac{388}{20} = 19,4\text{cm} \text{ (RDC)}$	Condition Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{55} = 0,72 < 4$	Condition Vérifiée

Tableau II.6 : Les vérifications relatives au coffrage.

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Nota :

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

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

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

4-5) Vérifications au flambement :

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression lorsque cette dernière est élancée suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$) ;

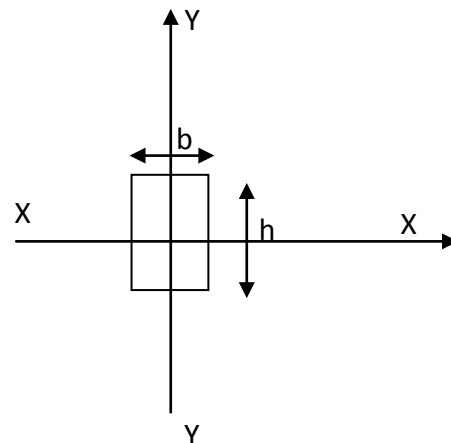
i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$) ;

I : Moment d'inertie du poteau : ($I = \frac{bh^3}{12}$) ;

B : Section transversale du poteau ($B = bh$) ;

$l_0 = h_0$: Hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{h} \implies \lambda = 2,42 \frac{l_0}{h}$$



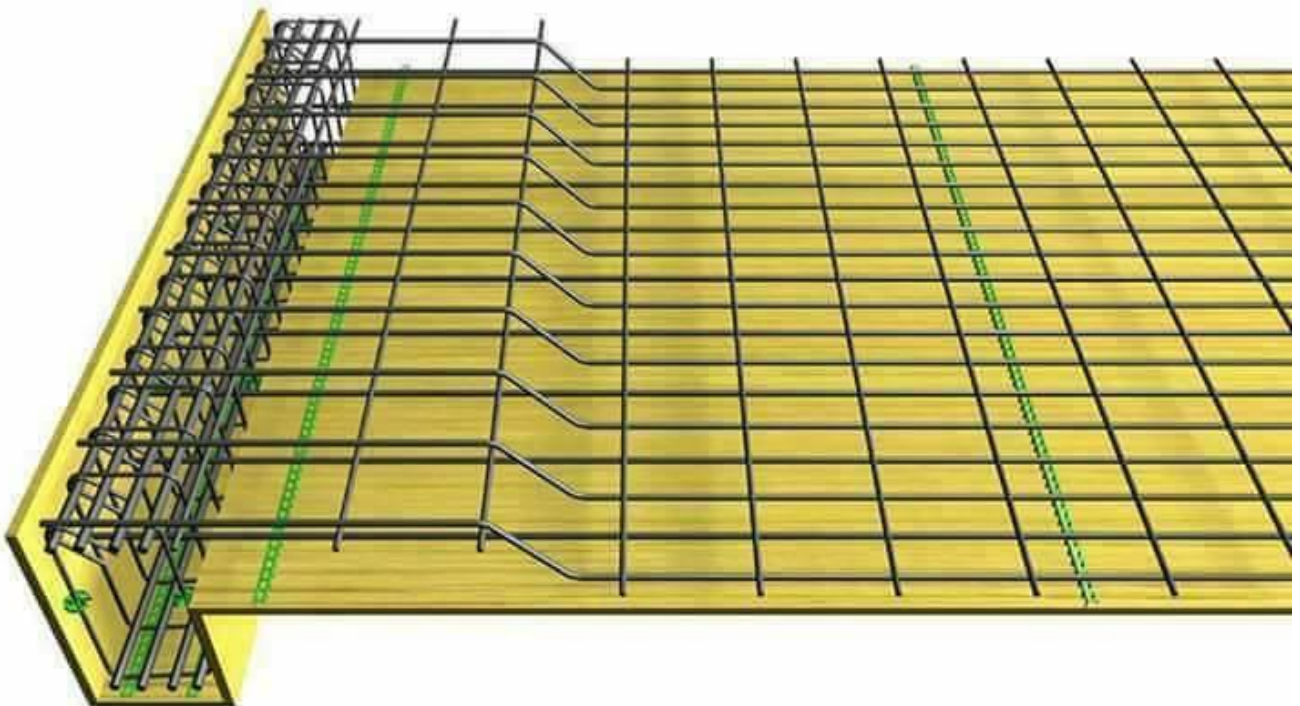
- **Etages 9, 10, 11,12** : Poteaux (30 x 40) : $L_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 17,30 < 50$
- **Etages 6, 7,8** : Poteaux (35 x 45) : $L_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 15,38 < 50$
- **Etages 3, 4,5** : Poteaux (40 x 50) : $L_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 13,48 < 50$
- **Etages 1 et 2** : Poteaux (40 x 55) : $L_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 12,58 < 50$
- **Le RDC** : Poteaux (40 x 55) : $L_0 = 3,88$ m $\implies \lambda = 17,07 < 50$

Conclusion :

Pour les poteaux, il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX



III. Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré-dimensionnement des éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments non structuraux qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, (cloison, balcons, acrotère, escalier).

1) L'acrotère :

1-1) Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1\text{KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement.

Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La hauteur : $h = 70\text{ cm}$;
- L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$; L'enrobage : $c = 3\text{ cm}$;
- La surface : $S = 0,077\text{ cm}^2$.

1-2) Calcul des sollicitations :

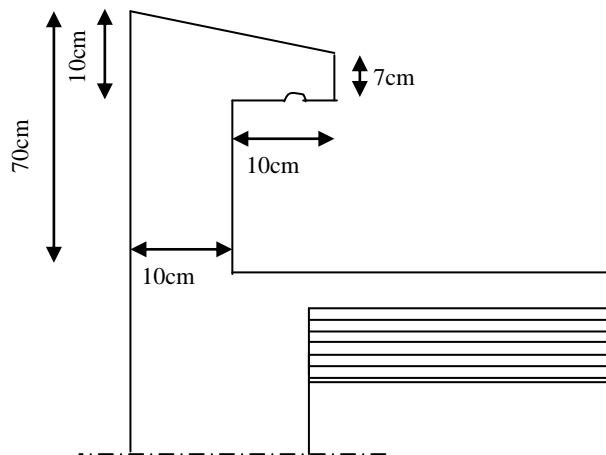


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

➤ Le chargement :

Poids propre de l'acrotère ;

$$G = \rho * S$$

Avec : P : La masse volumique du béton ;

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 * 0,2}{2} + 0,07 * 0,2 + 0,1 * 0,6 \right] = 1,925\text{ KN/ml} \implies G = 1,925\text{ KN/ml}.$$

Surcharge d'exploitation horizontale; $Q = 1\text{ KN/ml}$

➤ Schéma statique :

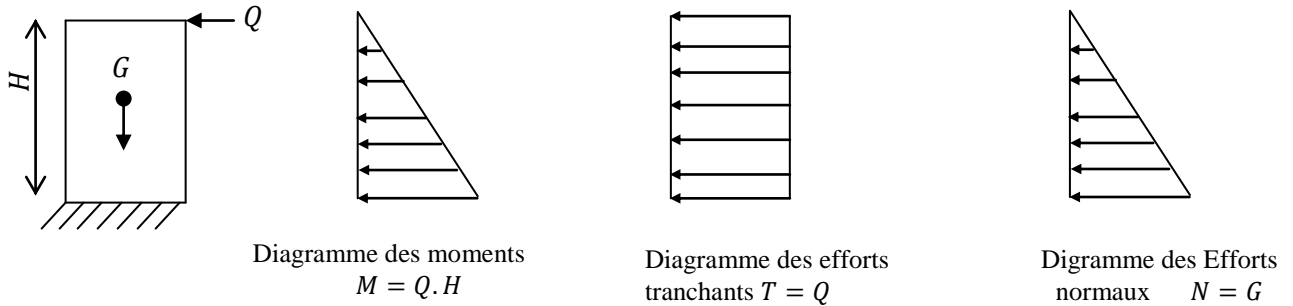


Fig.III.2 : Diagrammes des efforts internes.

➤ Les efforts internes :

Efforts normal dû au poids propre : $N = G \cdot 1 = 1,925 \text{ KN/ml}$

Efforts tranchant : $T = Q \cdot 1 = 1 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q.H \cdot 1 = 1 * 0,7 * 1 = 0,7 \text{ KN.m}$

➤ Combinaisons des efforts : (Art A.3.2.2, BAEL99 modifié 2003)

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \quad \begin{cases} N_u = 1,35N = 1,35 * 1,925 = 2,598 \text{ KN.} \\ T_u = 1,5T = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5M = 1,5 * 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } G + Q \quad \begin{cases} N_s = N = 1,925 \text{ KN.} \\ T_s = T = 1 \text{ KN.} \\ M_s = M = 0,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de **1m** de largeur.

Rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal « N » et un moment fléchissant « M » appliqué au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal « N » excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.

Le point d'application de « N » est appelé le centre de pression.

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

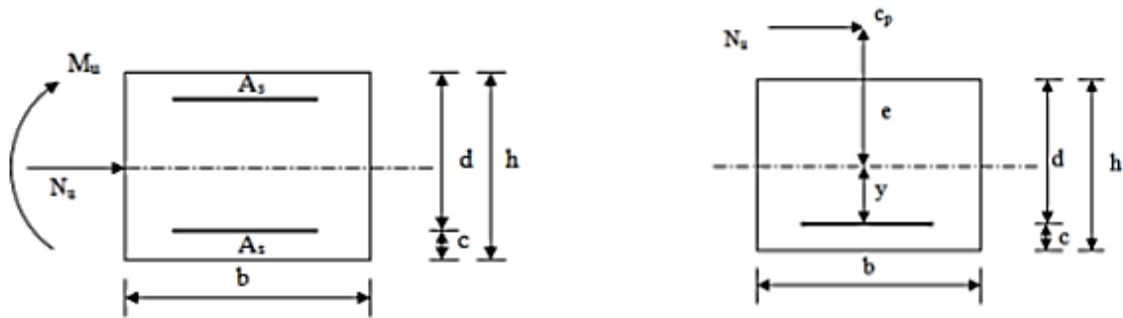


Figure.III.3 : Section soumise à une flexion composée.

Avec :

Epaisseur de la section : $h = 10 \text{ cm}$; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton : $c = 3 \text{ cm}$; La hauteur utile : $d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$.

A. Calcul à l'ELU :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad \Longrightarrow \quad e_u = \frac{1,05}{2,598} = 0,404 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e_u = 40,4 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$$\Longrightarrow \quad \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm.}$$

$$e_u = 40,4 \text{ cm} \gg \gg \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

D'où ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N_{st} est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC)

Dans ce cas la section sera calculée en flexion **simple** sous un moment fictif « M_f » Puis recalculer la section sous un moment réel en diminuant la portion (N_u/f_{su}) de « A_f » due au moment fictif, « N_u » c'est l'effort de compression.

➤ Calcul en flexion simple :

- Moment fictif « M_f » :

$$M_f = N_u \cdot g = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} \right) - c \right]$$

g : La distance du centre de gravité des armatures tendues jusqu'au centre de pression.

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

$$M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} \right) - c \right] = 2,598 \left[0,404 + \left(\frac{0,1}{2} \right) - 0,03 \right] = 1,102 \text{ KN.m}$$

$$\Longrightarrow M_f = 1,102 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage à l'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,102.10^3}{1 \cdot 0,07^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = \mathbf{0,0158} < \mu_l = \mathbf{0,392} \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0158 \implies \beta = 0,9921 \text{ (Interpolation)}$$

➤ **Armatures fictives** « A_f » :

$$\text{On a: } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,102.10^6}{0,9921 \cdot 0,07 \cdot 348.10^3} = \mathbf{0,45 \text{ cm}^2}$$

D'où l'armature nécessaire en flexion simple : $A_f = \mathbf{0,45 \text{ cm}^2}$

➤ **Armatures réelles** « A_s » :

$$\text{On a: } A_{St} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{St} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,598.10^3}{348.10^2} = \mathbf{0,375 \text{ cm}^2}$$

D'où l'armature nécessaire en flexion composée : $A_{St} = \mathbf{0,375 \text{ cm}^2}$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{Sc} = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$

On prend : $A_{St} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ avec : $St = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Remarque :

Dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc. Ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures : $A_{St} = A_{Sc} = \mathbf{2,51 \text{ cm}^2}$.

➤ **Armatures de répartition** « A_r » :

$$\text{On a: } A_r = \frac{A_{St}}{4}$$

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{2,51}{4} = \mathbf{0,627 \text{ cm}^2} \implies A_r = \mathbf{0,627 \text{ cm}^2}$$

On prend : $A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ avec $St = \mathbf{20 \text{ cm}}$

1-3) Vérification à l'ELU :➤ **Condition de non fragilité** : (Art B.7.4/BAEL99 modifié 2003)

On doit vérifier que : $A_{ad} \geq A_{min} = \mathbf{0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d}$

Avec : A_{min} : section minimale d'armature

$$A_{min} = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 7 * 100 = \mathbf{0,85 \text{ cm}^2}.$$

$A_{St} \text{ adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,85 \text{ cm}^2. \implies \text{Condition vérifié.}$

➤ **Ecartement des barres:** (Art 8-2-42.BAEL91 modifié99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

▪ **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 * 10, 33\text{cm}) = 30\text{ cm.} \implies \text{Condition vérifié.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 * 10, 45\text{cm}) = 40\text{ cm.} \implies \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.2-2 /BAEL 91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15.f_{t28}}{\gamma_b}; 4 MP_a\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15.f_{t28}}{\gamma_b}; 4MP_a\right\} = \min(2,5MP_a; 4MP_a) \implies \bar{\tau}_u = 3,25MP_a.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,07} = 0,021 MP_a. \implies \tau_u = 0,021 MP_a.$$

$$\tau_u = 0,021 MP_a < \bar{\tau}_u = 3,25MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des barres :** (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28}$$

Avec : ΣU_i : désignant la somme des périmètres utiles des barres ;

$$\psi_s = 1,5 \text{ (HA).}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot 5 \cdot 10^4} \implies \tau_{se} = 0,189 MP_a.$$

$$\bar{\tau}_u = 1,5 * 2,1 = 3,15MP_a \implies \bar{\tau}_u = 3,15MP_a.$$

$$\tau_{se} = 0,189 MP_a < \bar{\tau}_u = 3,15 MP_a \implies \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Longueur de scellement:**(Art 6.1.2.3 BAEL 91 modifié 2003)

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} ; \quad \phi : \text{Diamètre.}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835MP_a$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,21\text{ cm.} \implies L_s = 30\text{ cm.}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets** : (Art A5.2.2 /BAEL 91modifié99)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 * 30 = 12 \text{ cm} . \quad \Longrightarrow \quad L_c = 12 \text{ cm}.$$

1-4) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de la compression du béton** :(Art A.4.5.33 /BAEL 91modifié99)

- Armatures longitudinales :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_s^t = 16,77 \text{ KN.m}$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ Fissuration préjudiciable, (acier HA) } \phi \geq 6$$

$$\eta = 1 \text{ Pour les barres rondes lisses (acier RL)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s^t}{b \cdot d} = \frac{100 * 2,51}{100 * 7} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,358 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,907 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 38,218$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma} = \min [266 ; \max(200 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,1})] = 202 \text{ MP}_a .$$

$$\sigma_s = \frac{16,77 * 10^6}{0,907 * 70 * 251} = 43,92 \text{ MP}_a .$$

$$\sigma_s = 43,92 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 202 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = \frac{43,92}{39,218} = 1,12 \text{ MP}_a \ll \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 1,12 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme** :(Art 6.2.3 RPA 99 modifié 2003)

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$E_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas : $A = 0,25$ (Alger Zone III, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments en console $C_p = 0,3$

W_p : Poids de l'élément $W_p = 1,925 \text{ KN/ml}$.

$$E_p = 4 * 0,25 * 0,3 * 1,925 = 0,5775 \text{ KN/ml}$$

$$E_p = 0,5775 \text{ KN/ml} \lll Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique E_p , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile, d'où le ferrailage adopté précédemment conviendra.

- **Armatures principales:** 5HA8 = 2,51cm²/ml avec un espacement $St = 20\text{cm}$.
- **Armatures de répartition :** 5HA8 = 2,51cm²/ml avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

2) Planchers en corps creux :

Notre structure présente des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur). ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévues.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé est de 4cm d'épaisseur coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) de nuance (TLE 520) et de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par [BAEL91/B.6.8.423] :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Ces mailles est pour but de :

- -Limiter les risques de fissuration par retrait
- -Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
- -Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.
- -Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

2-1) Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

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

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

▪ Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

Dans notre cas : $A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$

L : entre axe des poutrelles.

A_{\perp} :Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité des barres. ($f_e = 520\text{MPa}$).

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte une section de : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2$

$$\Longrightarrow e = 20\text{cm}$$

▪ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \Longrightarrow \quad A_{\parallel} = \frac{1.7}{2} \geq 0.85\text{cm}^2.$$

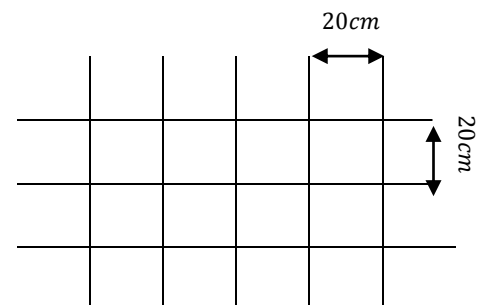


Figure III.4: Treillis soudés.

On adopte une section de : $A_{\parallel} = 5\emptyset6 = 1,41\text{cm}^2$

$$\Longrightarrow e = 20\text{cm}$$

Soit : Treillis soudés $(200 \times 200)\text{mm}^2$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200)\text{mm}^2$.

2-2) Etude et dimensionnement des poutrelles :

▪ Etude des poutrelles :

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

▪ Dimensionnement des poutrelles :

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

$$b_1 \leq \min \begin{cases} l_0/2 \\ L/10 \\ 8 h_0 \end{cases}$$

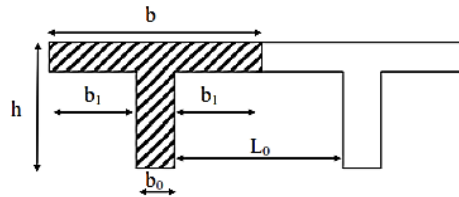


Figure III.5 : Construction de la section en T.

Avec :

l_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $l_0 = 53\text{ cm}$;

L : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), $L = 415\text{ cm}$;

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

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0\right) \Longrightarrow b_1 \leq \min(42; 26.5; 32) \Longrightarrow b_1 = 26,5\text{cm}.$$

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

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux de $0,95\text{ KN/m}^2$ et le poids de la main d'œuvre.

a) Chargement:

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 * 0,04 * 25 = 0,12KN/ml$.
 - Poids propre du corps creux (16 cm) : $G_2 = 0,95 * 0,65 = 0,62KN/ml$.
 - Surcharge de la main d'œuvre : $Q = 1 * 0,65 = 0,65KN/m$.
- ⇒ $\begin{cases} \text{La charge permanente : } G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74KN/ml. \\ \text{La charge d'exploitation : } Q = 0,65KN/ml. \end{cases}$

La combinaison de charge :

- **ELU** : $qu = 1,35G + 1,5Q$
 - **ELS** : $qs = G + Q$
- ⇒ $\begin{cases} qu = 1,35 * 0,74 + 1,5 * 0,65 = 1,974KN/ml. \\ qs = 0,74 + 0,65 = 1,39KN/ml. \end{cases}$

b) Ferrailage à l'état limite ultime:

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

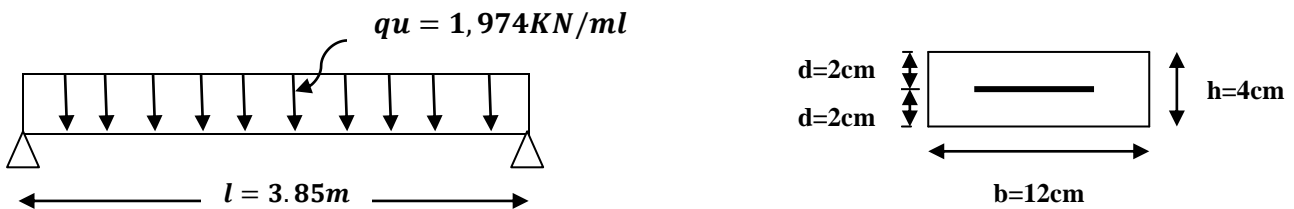


Figure. III.6 : Schéma statique de calcul de la poutrelle.

▪ **Calcul du moment à mi- travée :**

- **ELU** : $M_u = \frac{qu l^2}{8} = \frac{1,974 * 3,85^2}{8} = 3,657KN.m$
- **ELS** : $M_s = \frac{qs l^2}{8} = \frac{1,39 * 3,85^2}{8} = 2,575KN.m$

▪ **Calcul de l'effort tranchant aux appuis :**

- **ELU** : $T_u = \frac{qu l}{2} = \frac{1,974 * 3,85}{2} = 3,799KN.m$
- **ELS** : $T_s = \frac{qs l}{2} = \frac{1,39 * 3,85}{2} = 2,675KN.m$

Avec : $l = 4,15 - 0,30 = 3,85m$

	Etat limite ultime(ELU)	Etat limite de service(ELS)
Moment KN.m	3,657	2,575
Effort tranchant KN	3,799	2,675

Tableau III.1 : Efforts appliqués sur la travée.

c) **Calcul des armatures :**

La poutrelle est ferrailée en flexion simple.

Avec :

$$b = 12\text{cm} ; h = 4\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,657 \cdot 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 5,365$$

$$\mu_u = 5,365 \gg \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La Section Est doublement Armée (SDA).}$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires.

Remarque :

Il est impossible de prendre la section doublement armée vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Les étaisements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que L_{max} est calculé comme suit :

❖ Calcul du moment limite qui correspond à une SSA :

$$M_l = \mu_l * b * d^2 * f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad M_l = 0,392 * 0,12 * 0,02^2 * 14,2 * 10^3 \quad \Longrightarrow \quad M_l = 0,267\text{KN.m.}$$

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{qu}} \quad \Longrightarrow \quad L_{max} = \sqrt{\frac{8 \cdot 0,267}{2,5}} \quad \Longrightarrow \quad L_{max} = 0,92\text{m.}$$

On prend $l = 1\text{ m}$ entre étais.

2ème étapes : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en **Té** partiellement encastrée à ses deux extrémités ; On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis. Elle forme un système hyperstatique et elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

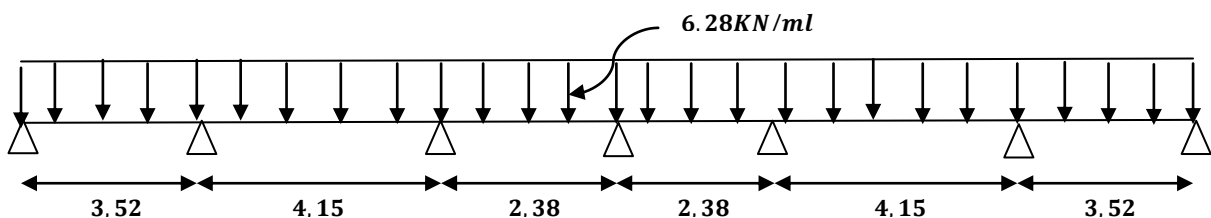


Figure III.7 : Schémas statique de la poutrelle.

a) **Chargement :**• **À L'ELU:**

La charge revenant à la poutrelle : $P_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65$.

➤ **Plancher terrasse :**

$$P_u = (1,35 * 5,68 + 1,5 * 1) \cdot 0,65 = 5,95\text{KN/ml.}$$

➤ **Plancher d'habitation :**

$$P_u = (1,35 * 5,5 + 1,5 * 1,5) \cdot 0,65 = 6,28\text{KN/ml.}$$

On prend la charge maximale : $P_u = 6,28\text{KN/ml.}$

• **À L'ELS :**

La charge revenant à la poutrelle : $P_s = (G + Q) \cdot 0,65$.

➤ **Plancher terrasse :**

$$P_s = (5,68 + 1) \cdot 0,65 = 4,34\text{KN/ml.}$$

➤ **Plancher d'habitation :**

$$P_s = (5,5 + 1,5) \cdot 0,65 = 4,55 \text{ KN/ml.}$$

On prend la charge maximale : $P_s = 4,55 \text{ KN/ml.}$

Planchers	Valeur de G (KN/ml)	Valeur de Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Etage courant à usage d'habitation	5,5	1,5	6,28	4,55
Etage terrasse	5,68	1	5,95	4,34

Tableau III. 2 : Chargement revenant à chaque plancher.

b) **Choix de la méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchants seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

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

1) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Art B.6.2, 210 BAEL 91 modifié 2003).

➤ **Les hypothèses :**

Hypothèse 01 : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/ml})$.

Hypothèse 02 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Hypothèse 03 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Hypothèse 04 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Vérification des hypothèses :**

Hypothèse 01 : On a :

- $G = 5,5 \cdot 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml.}$
- $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \cdot 3,575 = 7,15 \text{ KN/ml} \\ \text{Max}(2G; 5 \text{ KN/ml}) = 2G = 7,15 \text{ KN/ml.} \implies 0,975 \text{ KN/ml} < 7,15 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,975 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$Q \ll 2G \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Hypothèse 02 :

Comme il n'y a pas de la variation de section, le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. \implies **Condition vérifiée.**

Hypothèse 03 : On doit avoir :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{3,52}{4,15} = 0,84 \\ \frac{4,15}{2,38} = 1,74 \\ \frac{2,38}{2,38} = 1 \\ \frac{2,38}{4,15} = 0,57 \\ \frac{4,15}{3,52} = 1,17 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Hypothèse 04 :

On a la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Compte tenu de non satisfaction de l'hypothèse 03, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

2) La méthode des trois moments:

▪ Exposition de la méthode :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatique de longueurs respectives « L_i » ; « L_{i+1} ». Chaque travée est étudiée indépendamment. Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes :

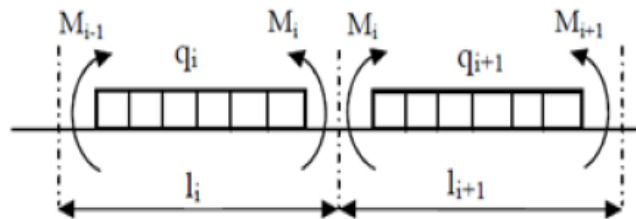


Figure III.8 : Méthode des trois moments

Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1} = - \left(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4} \right).$$

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « $i - 1$ », « i » et « $i + 1$ » ;

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i » ;

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i » ;

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i » ;

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

2-3) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments fléchissant :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

- $G = 3,575KN/ml$.
- $Q = 0,975KN/ml$.

$$q_u = (1,35 * 5,5 + 1,5 * 1,5) * 0,65 = 6,28KN/ml.$$

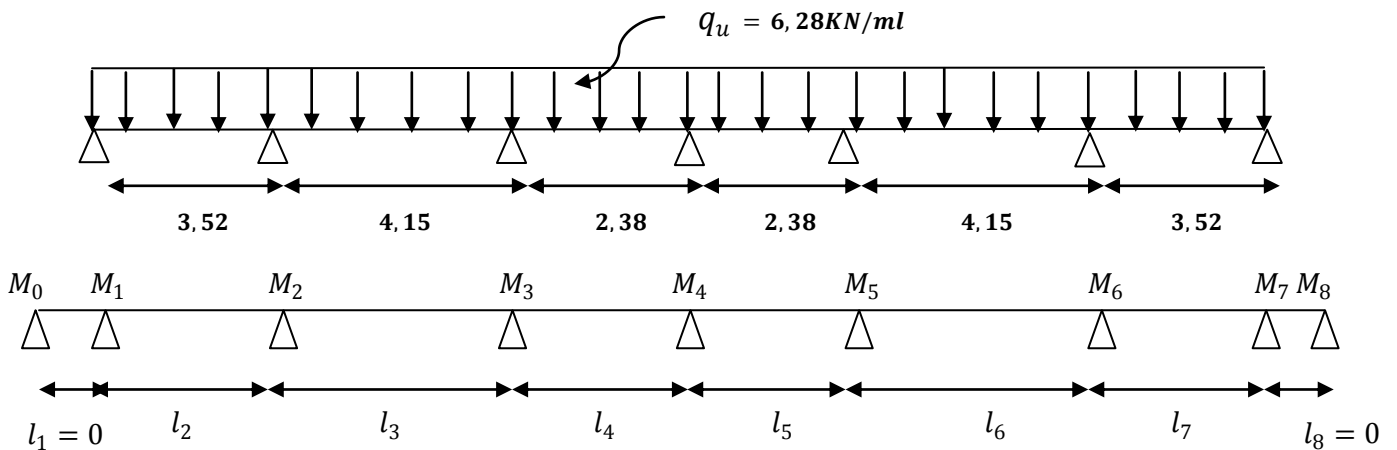


Figure III.9 : La charge et les moments revenants à la poutrelle à l'ELU.

➤ Les moments aux appuis :

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0 = M_8 = 0 \text{ et } l_1 = l_8 = 0 \\ q_i = q_{i+1} = q_u = 6,28KN/ml \end{cases}$$

Appuis	l_i (m)	l_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ KN/ml	$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1}$ $= -\left(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4}\right)$	Moment KN.m
01	0	3,52	6,28	$7,08M_1 + 3,52M_2 = -68,474$	-5,46
02	3,52	4,15	6,28	$3,52M_1 + 15,34M_2 + 4,15M_3 = -180,687$	-8,53
03	4,15	2,38	6,28	$4,15M_2 + 13,06M_3 + 2,38M_4 = -133,378$	-7,358
04	2,38	2,38	6,28	$2,38M_3 + 9,52M_4 + 2,38M_5 = -42,331$	-0,786
05	2,38	4,15	6,28	$2,38M_4 + 13,06M_5 + 4,15M_6 = -133,378$	-7,358
06	4,15	3,52	6,28	$4,15M_5 + 15,34M_6 + 3,52M_7 = -180,687$	-8,53
07	3,52	0	6,28	$3,52M_6 + 7,04M_7 = -68,474$	-5,46

Tableau III.3 : Les moments aux appuis.

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura donc les résultats suivants :

➤ **Aux appuis :**

$$M_1 = M_7 = -5,46 - \frac{1}{3}(-5,46) = -3,64 \text{KN.m.}$$

$$M_2 = M_6 = -8,53 - \frac{1}{3}(-8,53) = -5,686 \text{KN.m.}$$

$$M_3 = M_5 = -7,358 - \frac{1}{3}(-7,358) = -4,905 \text{KN.m.}$$

$$M_4 = -0,786 - \frac{1}{3}(-0,786) = -0,524 \text{KN.m.}$$

➤ Les moments en travées :

Le moment en travée à distance « x » de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

- Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\text{La position du moment max : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	$x(m)$	M (KN.ml)
1-2	3,52	6,28	$M_1 = -3,64$	$M_2 = -5,686$	1,667	5,09
2-3	4,15	6,28	$M_2 = -5,686$	$M_3 = -4,905$	2,105	8,22
3-4	2,38	6,28	$M_3 = -4,905$	$M_4 = -0,524$	1,48	2,00
4-5	2,38	6,28	$M_4 = -0,524$	$M_5 = -4,905$	0,896	2,00
5-6	4,15	6,28	$M_5 = -4,905$	$M_6 = -5,686$	2,045	8,22
6-7	3,52	6,28	$M_6 = -5,686$	$M_7 = -3,64$	1,852	5,09

Tableau III.4 : Les moments en travées.

➤ En travée :

$$M_{(1-2)} = M_{(6-7)} = 5,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{(2-3)} = M_{(5-6)} = 8,22 \text{ KN.m.}$$

$$M_{(3-4)} = M_{(4-5)} = 2,00 \text{ KN.m.}$$

b) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant est donné par la relation suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec :} \quad \theta(x) = -qx + \frac{ql_i}{2}$$

$$V(x) \implies qx + \frac{ql_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	$V(x)$ KN	
					$x = 0$	$x = l$
1-2	3,52	6,28	$M_1 = -3,64$	$M_2 = -5,686$	10,47	-11,635
2-3	4,15	6,28	$M_2 = -5,686$	$M_3 = -4,905$	13,22	-12,842
3-4	2,38	6,28	$M_3 = -4,905$	$M_4 = -0,524$	9,314	-5,636
4-5	2,38	6,28	$M_4 = -0,524$	$M_5 = -4,905$	5,636	-9,314
5-6	4,15	6,28	$M_5 = -4,905$	$M_6 = -5,686$	12,842	-13,22
6-7	3,52	6,28	$M_6 = -5,686$	$M_7 = -3,64$	11,635	-10,47

Tableau III.5 : Les efforts tranchants aux appuis.

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après :

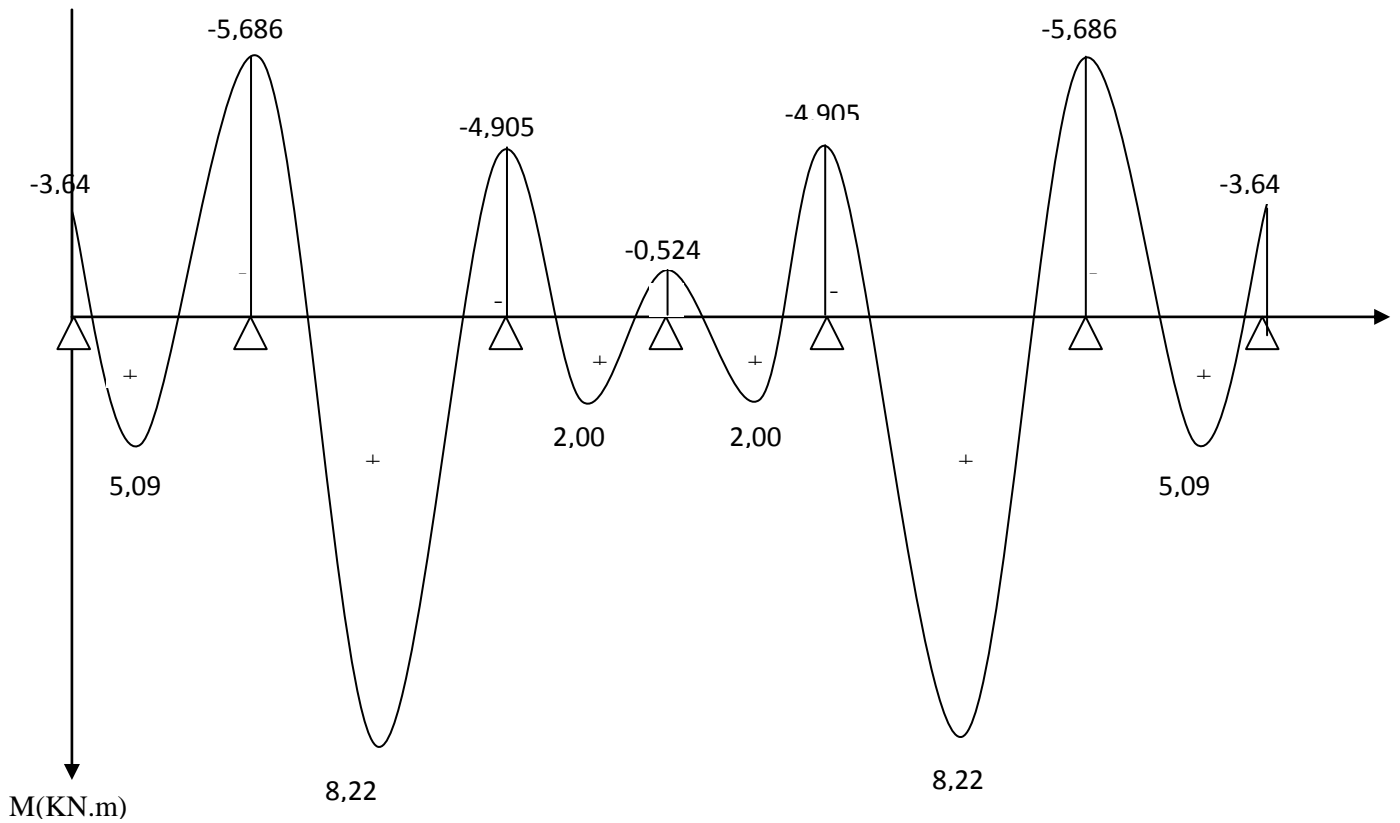


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

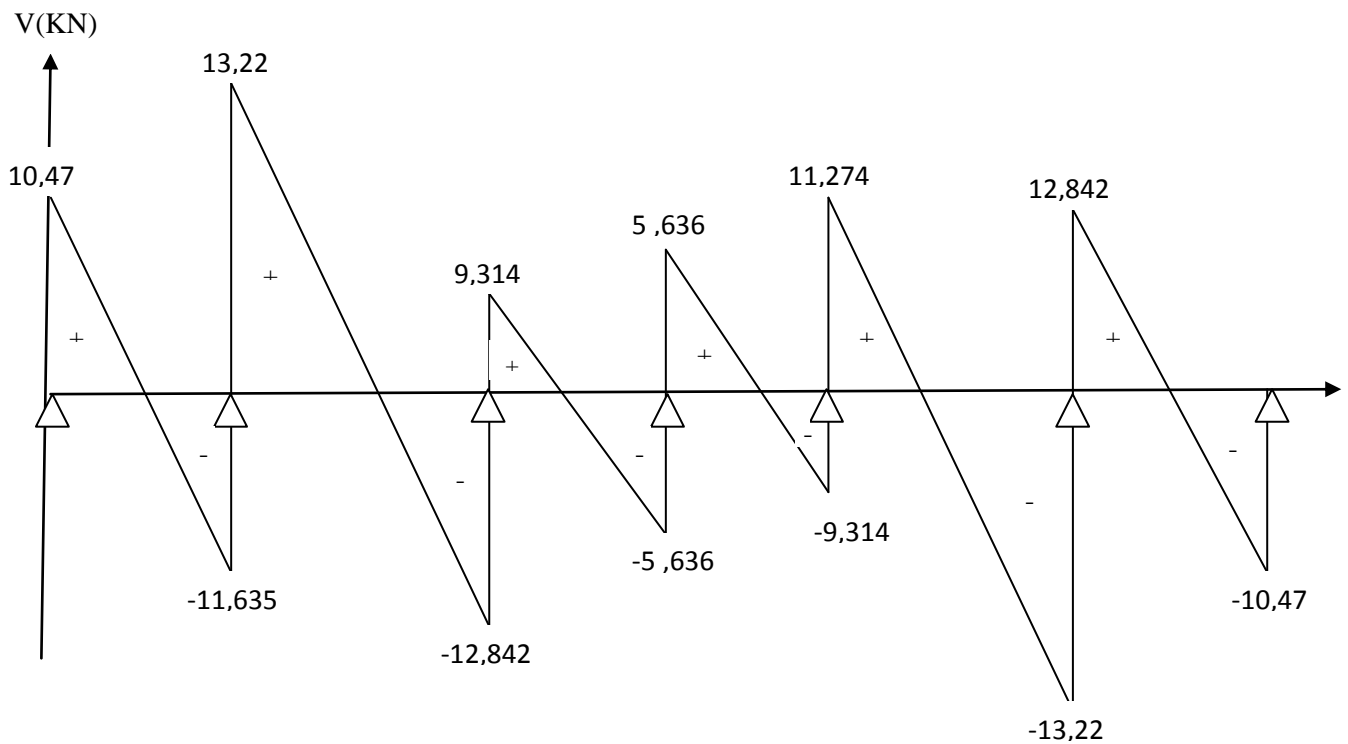


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).

c) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments maximum en travées et sur appuis :

- **En travée** : $M_{max}^t = 8,22 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis** : $M_{max}^a = 5,686 \text{ KN.m}$

➤ Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression) ;

$H = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher) ;

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

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression) ;

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures) ;

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

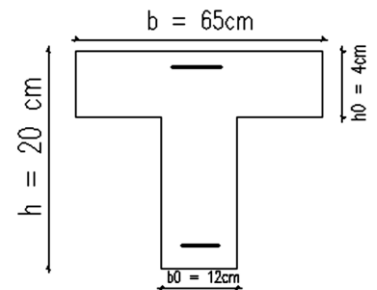


Figure III.12 : Section de calcul

➤ Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée** : $M_{max}^t = 8,22 \text{ KN.m}$

✓ **Position de l'axe neutre** :

- Si $M_{max}^t \geq M_{tab}$ \implies L'axe neutre est dans la nervure.
- Si $M_{max}^t < M_{tab}$ \implies L'axe neutre est dans la table de compression.

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression.

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

$M_{max}^t = 8,22 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre est dans la table de compression.

En travée, la table de compression est partiellement comprimée, la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$) = $(65 \cdot 20) \text{ cm}^2$ en flexion simple.

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,22 \cdot 10^2}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,027 < 0,392 \implies \text{Section simplement armée. (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,027 \implies \beta = 0,9865 \text{ (Par interpolation).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,22 \cdot 10^6}{0,9865 \cdot 180 \cdot (400 / 1,15)} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis : $M^a_{max} = 5,686 \text{KN.m}$

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, la section sera calculée comme une section rectangulaire $(b_0 * h) = (12 * 20) \text{cm}^2$.

$$\mu_b = \frac{M^a_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,686 \cdot 10^2}{65 \cdot 18^2 \cdot 1,42} = 0,019 < 0,392 \implies \text{Section simplement armée. (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,019 \implies \beta = 0,9905 \text{ (Par interpolation).}$$

$$A_{st} = \frac{M^a_{max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,686 \cdot 10^6}{0,9905 \cdot 180 \cdot (400 / 1,15)} = 0,91 \text{cm}^2$$

$$A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{cm}^2.$$

➤ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL91 modifié 99/Art : A.7.2.2).

$$\varphi < \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{max}\right)$$

$$\varphi < \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) \implies \varphi < \min(5,71; 12; 10) \implies \varphi = 5,71 \text{mm} = 0,571 \text{cm}$$

φ_{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un cadre : φ_8 .

$$A_t = \frac{2\pi\varphi^2}{4} = \frac{\pi 8^2}{2} = 1 \text{cm}^2 \implies A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{cm}^2.$$

▪ L'espacement des armatures transversales :

On doit vérifier que : $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm})$

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{cm}) \implies S_t \leq \min(16,2 \text{cm}; 40 \text{cm}) \implies S_t = 16,2 \text{cm}.$$

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

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,20 \cdot 10^{-3}}{12 \cdot 0,18} = 0,61$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 0,56}{(0,61 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 12} < 0$$

$$S_t = \min\{16,2; 24,42\} = 16,2 \text{cm}$$

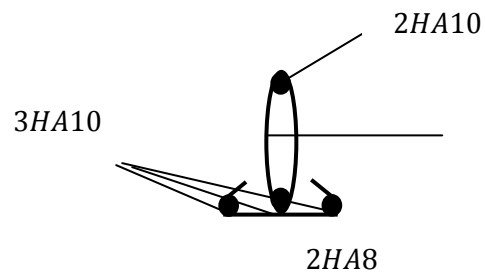


Schéma de ferrailage de la poutrelle

Conclusion:

- En travée : $3HA10 = 2,35cm^2$.
- Aux appuis : $2HA10 = 1,57cm^2$.
- Les armatures transversales : $2HA8 = 1cm^2$.

2-4) Vérification à l'ELU:➤ **Condition de fragilité non fragilité : (Art A.4.2, 1/ BAEL91-modifiée99)**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « $A_{adoptée}$ » cette condition s'exprime par :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \implies A_{min} = 0,26cm^2.$$

▪ **En travée :**

$$A_{st} = 2,35cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

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

➤ **Vérification au cisaillement: (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifiée 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right)$

Avec : $V_{max} = 13,22 KN$.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right) = \min (3,33MPa; 5MPa) \implies \bar{\tau}_u = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{13,22 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} \implies \tau_u = 0,61 MPa.$$

$$\tau_u = 0,61 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence: (Art. A.6.13/BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Pour les aciers de haute adhérence ;

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \cdot 3,14 \cdot 1 = 9,42cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{13,22 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 94,2} \implies \tau_{se} = 0,86 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant:** (Art A.5.1,313/BAEL91 modifié 99)

▪ **Sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{max} < 0,4 \cdot b_0 \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 180 = 162 \text{ mm}$$

$$0,4 \cdot b_0 \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \cdot 120 \cdot 162 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

- **Appui de rive :**

$$V_{max} = 10,47 \text{ KN.}$$

$$V_{max} = 10,47 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$V_{max} = 13,22 \text{ KN.}$$

$$V_{max} = 13,22 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_{ad} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_{max} + \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d})$$

$$\text{Avec : } A_{ad} = A_a = 1,57 \text{ cm}^2.$$

- **Appui de rive :**

$$V_{max} = 10,47 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = -3,64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,5}{400} \left(10,47 \cdot 10^3 + \frac{(-3,64) \cdot 10^6}{0,9 \cdot 180} \right) = -0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 > -0,44 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$V_{max} = 13,22 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = -5,686 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{1,5}{400} \left(13,22 \cdot 10^3 + \frac{(-5,686) \cdot 10^6}{0,9 \cdot 180} \right) = -0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 > -0,82 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement** : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

On doit vérifier que :
$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour : $\varphi = 1 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{1 * 400}{4 * 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 * 40 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 16 \text{ cm.}$$

2-5) Calcul à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,55}{6,28} = 0,72$

c.1) Calcul des moments fléchissant :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

- $G = 3,575 \text{ KN/ml.}$
 - $Q = 0,975 \text{ KN/ml.}$
- $$q_s = (5,5 + 1,5) \cdot 0,65 = 4,55 \text{ KN/ml.}$$

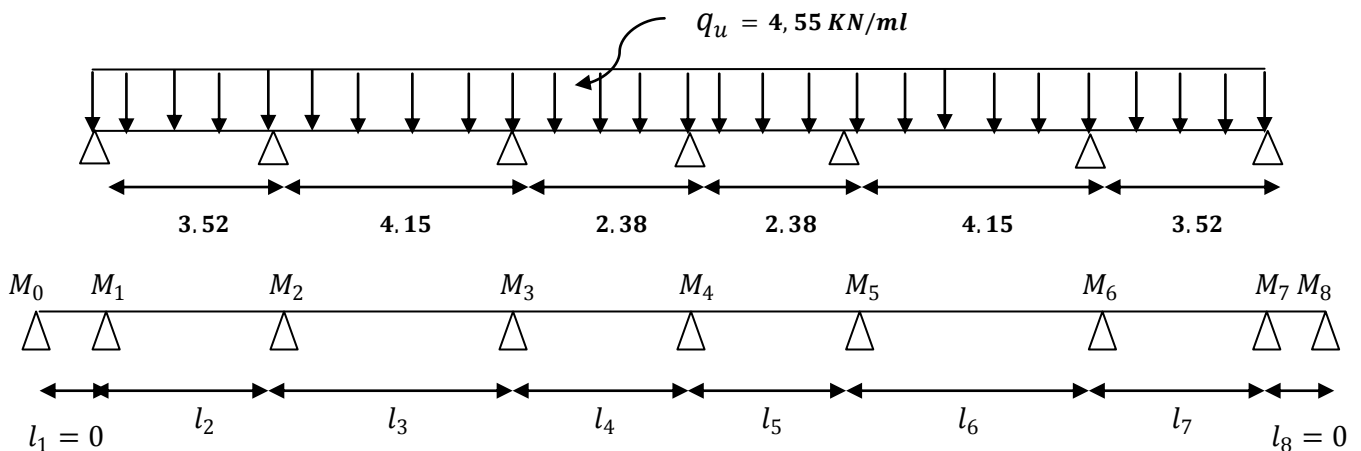


Figure III.13 : La charge et les moments revenants à la poutrelle à l'ELS

➤ Les moments aux appuis :

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0 = M_8 = 0 \text{ et } l_1 = l_8 = 0 \\ q_i = q_{i+1} = q_u = 4,55 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Appuis	l_i (m)	l_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ KN/ml	$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1}$ $= -\left(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4}\right)$	Moment KN.m
01	0	3,52	4,55	$7,08M_1 + 3,52M_2 = -49,61$	-3,931
02	3,52	4,15	4,55	$3,52M_1 + 15,34M_2 + 4,15M_3 = -130,91$	-6,141
03	4,15	2,38	4,55	$4,15M_2 + 13,06M_3 + 2,38M_4 = -96,63$	-5,297
04	2,38	2,38	4,55	$2,38M_3 + 9,52M_4 + 2,38M_5 = -30,66$	-0,565
05	2,38	4,15	4,55	$2,38M_4 + 13,06M_5 + 4,15M_6 = -96,63$	-5,297
06	4,15	3,52	4,55	$4,15M_5 + 15,34M_6 + 3,52M_7 = -130,91$	-6,141
07	3,52	0	4,55	$3,52M_6 + 7,04M_7 = -49,61$	-3,931

Tableau III.6 : Les moments aux appuis.

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura donc les résultats suivants :

▪ Aux appuis :

$$M_1 = M_7 = -3,931 - \frac{1}{3}(-3,931) = -2,62 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_6 = -6,141 - \frac{1}{3}(-6,141) = -4,094 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = M_5 = -5,297 - \frac{1}{3}(-5,297) = -3,531 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -0,565 - \frac{1}{3}(-0,565) = -0,376 \text{ KN.m.}$$

➤ Les moments en travées :

Le moment en travée à distance « x » de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

- Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\text{La position du moment max : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	$x(m)$	M (KN.ml)
1-2	3,52	4,55	$M_1 = -2,62$	$M_2 = -4,094$	1,667	3,709
2-3	4,15	4,55	$M_2 = -4,094$	$M_3 = -3,531$	2,105	5,984
3-4	2,38	4,55	$M_3 = -3,531$	$M_4 = -0,376$	1,48	1,461
4-5	2,38	4,55	$M_4 = -0,376$	$M_5 = -3,531$	0,896	1,461
5-6	4,15	4,55	$M_5 = -3,531$	$M_6 = -4,094$	2,045	5,984
6-7	3,52	4,55	$M_6 = -4,094$	$M_7 = -2,62$	1,852	3,709

Tableau III.7 : Les moments en travées.

▪ **En travée :**

$$M_{(1-2)} = M_{(6-7)} = 3,709 \text{KN.m.}$$

$$M_{(2-3)} = M_{(5-6)} = 5,984 \text{KN.m.}$$

$$M_{(3-4)} = M_{(4-5)} = 1,461 \text{KN.m.}$$

c.2) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant est donné par la relation suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = -qx + \frac{ql_i}{2}$$

$$V(x) \Longrightarrow qx + \frac{ql_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	V(x) KN	
					$x = 0$	$x = l$
1-2	3,52	4,55	$M_1 = -2,62$	$M_2 = -4,094$	7,589	-8,426
2-3	4,15	4,55	$M_2 = -4,094$	$M_3 = -3,531$	9,576	-9,305
3-4	2,38	4,55	$M_3 = -3,531$	$M_4 = -0,376$	6,740	-4,088
4-5	2,38	4,55	$M_4 = -0,376$	$M_5 = -3,531$	4,088	-6,740
5-6	4,15	4,55	$M_5 = -3,531$	$M_6 = -4,094$	9,305	-9,576
6-7	3,52	4,55	$M_6 = -4,094$	$M_7 = -2,62$	8,426	-7,589

Tableau III.8 : Les efforts tranchants aux appuis.

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après :

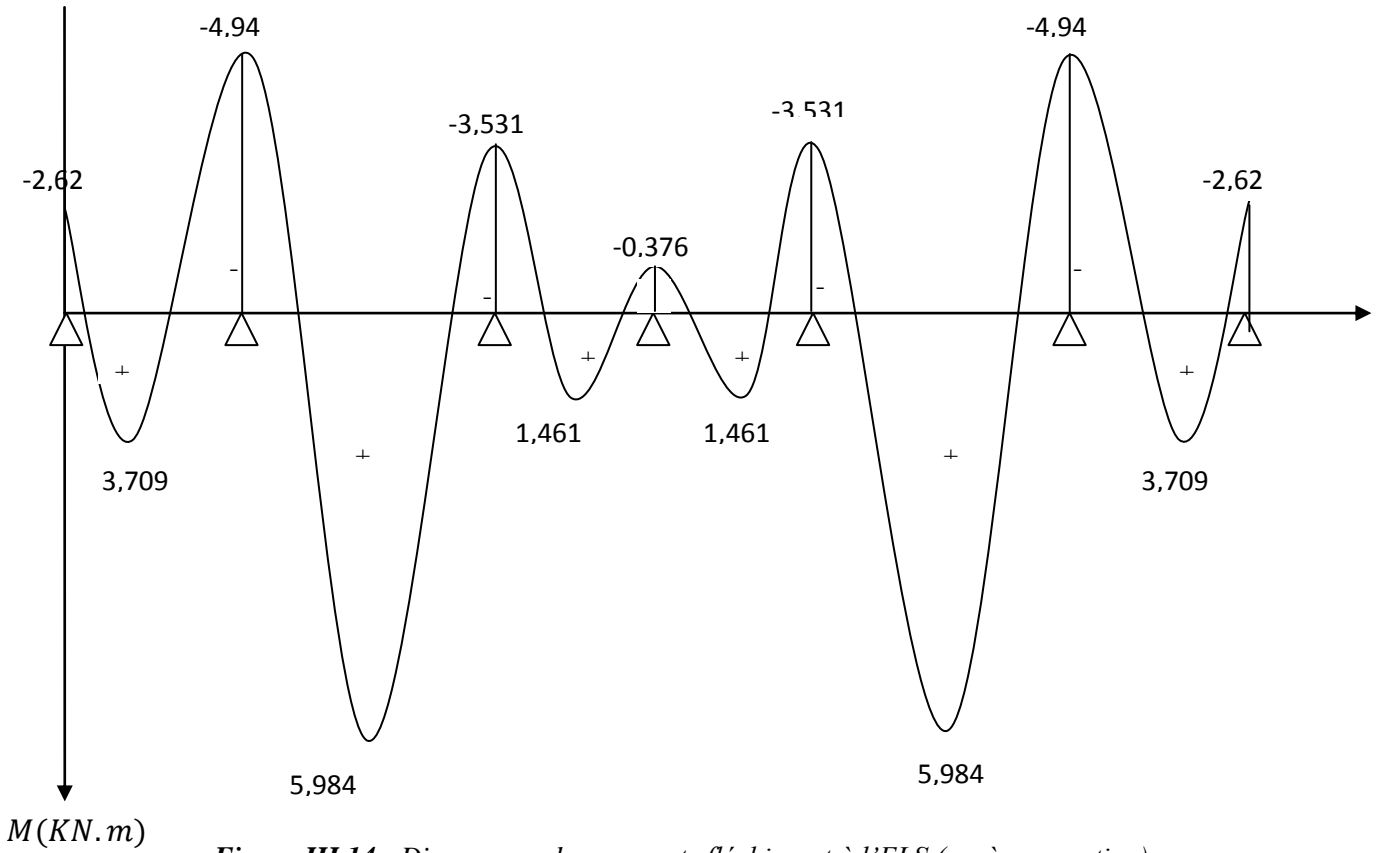


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction).

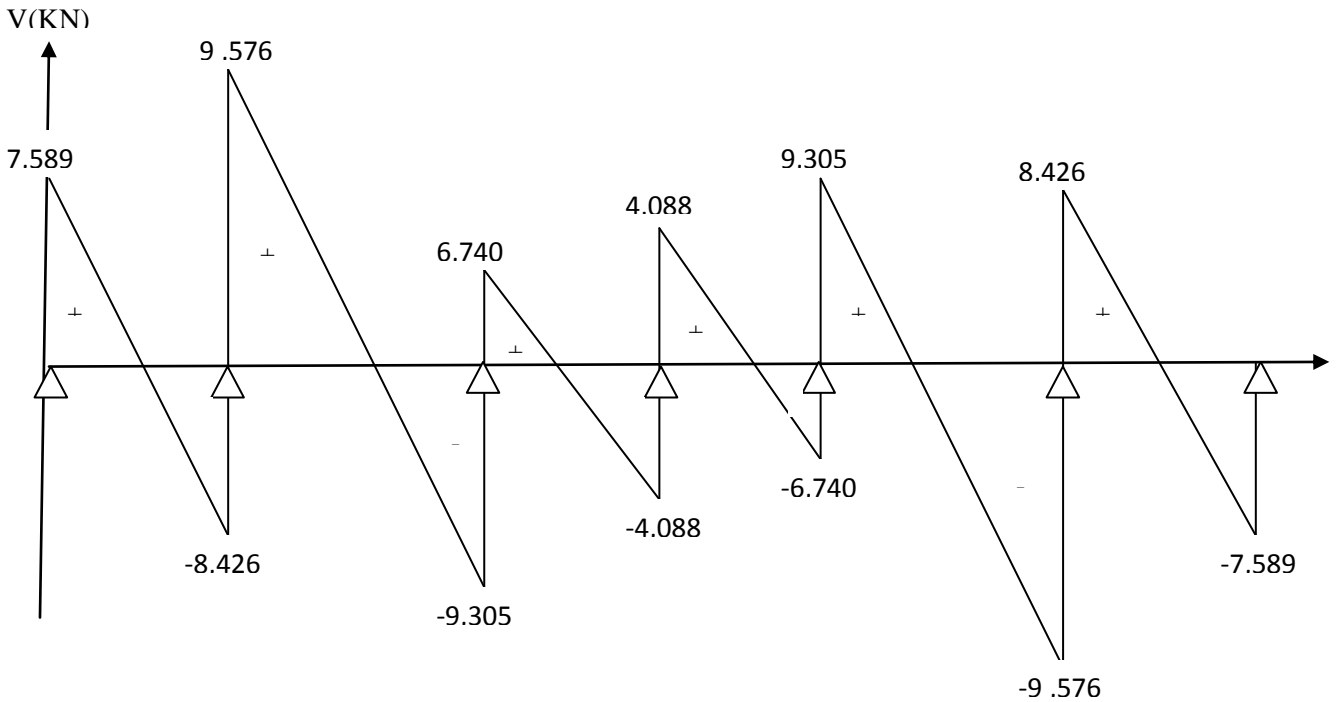


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (après correction).

2-6) Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite de la compression du béton et dans l'acier :▪ **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA10 = 2,35cm^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_t^{max} = 9,333KN.m$.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,35}{12 \cdot 18} \implies \rho_1 = 1,087 \implies \beta_1 = 0,856 \implies K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{5,984 \cdot 10^6}{0,856 \cdot 180 \cdot 235} \implies \sigma_s = 165,26 MP_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \implies \bar{\sigma} = 348 MP_a$$

$$\sigma_s = 165,26 MP_a < \bar{\sigma} = 348 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :** (La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{165,26}{19,72} \implies \sigma_{bc} = 8,38 MP_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 8,38 MP_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_a = 2HA10 = 1,57cm^2$

Le moment max adoptée à l'ELS aux appuis : $M_a^{max} = -4,94KN.m$.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,57}{12 \cdot 18} \implies \rho_1 = 0,726 \implies \beta_1 = 0,881 \implies K_1 = 27,02$$

$$\sigma_s = \frac{4,94 \cdot 10^6}{0,881 \cdot 180 \cdot 157} \implies \sigma_s = 198,4 MP_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \implies \bar{\sigma} = 348 MP_a$$

$$\sigma_s = 198,4 MP_a < \bar{\sigma} = 348 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :** (La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{198,4}{27,02} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 7,34 MP_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 7,34 MP_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

➤ Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions donc nous avons une fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de déformation : (Art. B.6.5.2/ BAEL91 modifiée 99)

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.

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la poutre associée aux hourdis n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{15M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

h: La hauteur totale de la section ($h = 20cm$);

l: La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré ($l = 4,15m$);

M₀: Valeur maximal du moment isostatique dans la travée ($M_0 = 9,79KN.m$);

M_t^{ser}: Moment fléchissant maximal en travée ($M_t^{ser} = 5,984 KN.m$);

b₀: La largeur de la nervure ($b_0 = 12cm$);

A_{st}: La section d'armatures tendues ($A_{st} = 2,35cm^2$).

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0,048 > \frac{M_t^{ser}}{15M_0} = \frac{5,984}{15 \cdot 9,79} = 0,040 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0,011 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque :

Étant donné que deux des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche :** (Art. B6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \mu \cdot \lambda_v} \left\{ \begin{array}{l} \mu = \max \left\{ \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right); 0 \right\} \\ \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho}; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \\ I_0 = \frac{b_0 (V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 \end{array} \right.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa.$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : Module de déformation différé ;

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ;

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

▪ **Calcul des paramètres :**

- **La position de l'axe neutre :**

1) **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}.$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 2,35 = 487,25 cm^2.$$

2) **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/xx = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d.$$

$$S/xx = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18 = 3458,5 cm^2.$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 cm.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 cm.$$

3) **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{12 \cdot (7,09^3 + 12,91^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,35 \cdot (12,91 - 2)^2 = 21610,14 cm^4.$$

4) Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65}\right) \cdot 0,011} = 3,74.$$

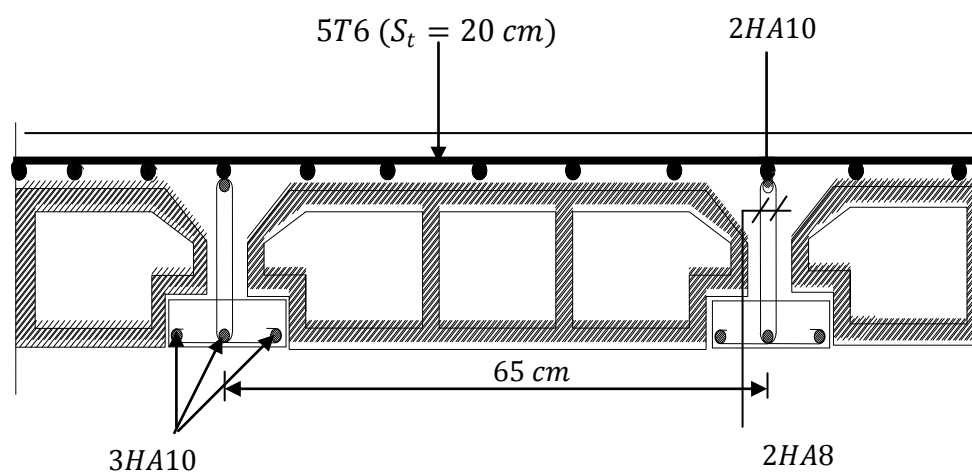
$$\mu = \max \left\{ \left(1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 198,4 + 2,1}\right); 0 \right\} \implies \mu = \max \{0,660; 0\} \implies \mu = 0,7226.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 21610,14}{1 + 0,4 \cdot 3,74 \cdot 0,660} = 11961,17 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5,984 \cdot 4150^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 10818,86 \cdot 11961,17 \cdot 10^4} = 7,96 \text{ mm}.$$

$$\bar{f} = \frac{4150}{500} = 8,3 \text{ mm}.$$

$$f = 7,96 \text{ mm} < \bar{f} = 8,3 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$



Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

3) Plancher en dalle pleine :

Notre plancher comprend des panneaux de dalle pleine rectangulaire encastré de 4 cotés et d'une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$ déjà calculée dans le chapitre précédent.

Les charges et surcharges de la dalle pleine :

- La charge permanente : $G = 7,7 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- A l'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q = 1,35 * 7,7 + 1,5 * 1,5) * 1 \text{ m} = 12,645 \text{ KN/m}$.
- A l'ELS : $q_s = G + Q = (7,7 + 1,5) * 1 \text{ m} = 9,2 \text{ KN/m}$.

3-1) Calcul du panneau de dalle à l'ELU :

La dalle repose sur 4 appuis ; elle est soumise à une charge localisée concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$), son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

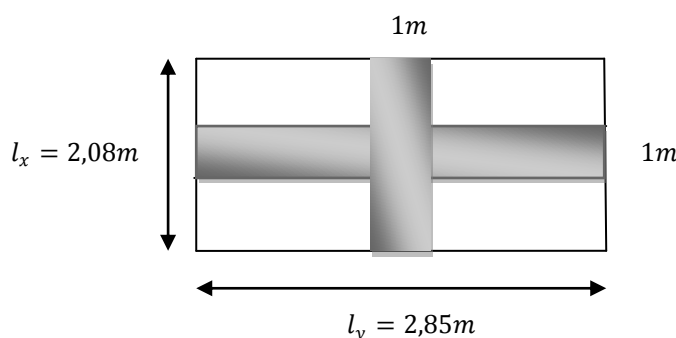


Figure III.16 : Panneau de dalle à calculer.

Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis.

La dalle est considérée comme portant dans deux directions ; si $0,4 \leq \rho = l_x/l_y \leq 1$.

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée ;

si $\rho = l_x/l_y \leq 0,4$.

La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au BAEL91/modifiée99.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{208}{295} = 0,705 \implies 0,4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a) Calcul des efforts :

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- 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) : $M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X}$
-

μ_x et μ_y : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de coefficient de poisson ν .

Avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU.} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \rho = 0,705 \\ \nu = 0. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683. \\ \mu_y = 0,585. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 0,0683 \cdot 12,645 \cdot 2,08^2 \\ M_{0Y} = 0,585 \cdot 3,74 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 3,74 \text{KN.m.} \\ M_{0Y} = 1,631 \text{KN.m.} \end{cases}$$

Vérification :

$$M_{0Y}/M_{0X} = 1,631/3,74 = 0,43 > 0,25. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les dalles encastrees totalement ou partiellement sur leur contour sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraent si elles étaient articulées sur leurs contours (BAEL Art-8-2-32).

Les moments de flexion maximaux : M_X calculés peuvent être réduits de (15% à 25%) selon les conditions d'encastrement aux appuis.

Les moments d'encastrement sur les grands côtés, sont évalués à au moins (40% ou 50%) des moments de la dalle articulée.

Les moments d'encastrement sur les petits côtés, prennent des valeurs de même ordre que sur les grands cotés.

Dans la portée principale l_x , on doit respecter :

1. $M_x^t + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} > 1,25 M_{0X}$
2. $M_x^t \leq M_{0X}$

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et (-0.5) aux appuis.

b) Calcul des moments :

▪ **En travée :**

(Dans le sens x-x, le panneau est un panneau de rive)

$$M_x^t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \cdot 3,74 = 3,179 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \cdot 1,631 = 1,386 \text{KN.m.}$$

▪ **Aux appuis :**

(Dans le sens y-y on peut considérer le panneau comme un panneau intermédiaire)

$$M_x^a = -0,5 M_{0X} = -0,5 \cdot 3,74 = -1,87 \text{KN.m.}$$

$$M_y^a = -0,5 M_{0Y} = -0,5 \cdot 1,631 = -0,816 \text{KN.m.}$$

3-2) Ferrailage du panneau de dalle à l'ELU :

Il se fera à l'ELU en considérant une bonde de largeur unitaire.

➤ **Sens de la petite portée (x-x) :**

$$b = 1m ; c = 3cm ; d = e_p - c = 20 - 3 = 17cm ; \sigma_s = 348MP_a ; f_{bu} = 14,2MP_a$$

• **En travée :**

$$M_x^t = 3,179KN.m ;$$

$$\mu_x = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,179}{1*0,17^2*14,2*10^3} = 0,0077 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,0077 \implies \beta_x = 0,9975 \text{ (Parintéropolation)}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_x.d.\sigma_s} = \frac{3,179 * 10^2}{0,9975 * 17 * 348 * 10^{-1}} = 0,539cm^2.$$

On prend : $A_x^t = 5HA8 = 2,51cm^2$ avec $St = 20cm$.

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = -1,87KN.m ;$$

$$\mu_x = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1,870}{1*0,17^2*14,2*10^3} = 0,0045 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,0045 \implies \beta_x = 0,998$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_x.d.\sigma_s} = \frac{1,870 * 10^2}{0,998 * 17 * 348 * 10^{-1}} = 0,317cm^2.$$

On prend : $A_x^a = 5HA8 = 2,51cm^2$ avec $St = 20cm$.

➤ **Sens de la grande portée (y-y) :**• **En travée :**

$$M_y^t = 1,386KN.m ;$$

$$\mu_y = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1,386}{1*0,17^2*14,2*10^3} = 0,0033 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_y = 0,0033 \implies \beta_y = 0,9985 \text{ (Parintéropolation)}$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_y.d.\sigma_s} = \frac{1,386 * 10^2}{0,9985 * 17 * 348 * 10^{-1}} = 0,235cm^2.$$

On prend : $A_y^t = 5HA8 = 2,51cm^2$ avec $St = 20cm$.

- Aux appuis :

$$M_y^a = -0,816 \text{KN.m} ;$$

$$\mu_y = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,816}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0019 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_y = 0,0019 \implies \beta_y = 0,9995$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_y \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,816 \cdot 10^2}{0,9995 \cdot 17 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 0,138 \text{cm}^2.$$

On prend : $A_y^a = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{cm}$.

N.B : Le panneau de dalle est soumise à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

Les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	Aadoptée (cm^2)		S_t (cm^2)
surappuis	(x - x)	-1,85	0,0045	0,998	0,317	2,51	5HA8	20
	(y - y)	-0,82	0,0019	0,9995	0,138	2,51	5HA8	20
entravées	(x - x)	3,145	0,0076	0,9965	0,539	2,51	5HA8	20
	(y - y)	1,393	0,0033	0,9985	0,235	2,51	5HA8	20

Tableau III.12 : Les sections de ferrailage adoptées à l'ELU.

3-3) Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non-fragilité : (Art B.7.4/BAEL91 modifié 99)

- Armatures inférieures : (sens de l_x) :

On doit vérifier que : $A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \rho_0 \cdot \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures ;

$b \cdot h$: Section totale du béton ;

ρ_0 : Le rapport du volume des aciers à celui du béton. = 0,0008 (Acier HA Fe400).

$$A_{min} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 20 \cdot 0,0008 \cdot \left(3 - \frac{208}{295}\right) = 1,835 \text{cm}^2.$$

$$A_x^t = A_x^a = 2,51 \text{cm}^2 > A_{min} = 1,835 \text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures supérieures** : (sens de l_y) :

On doit vérifier que : $A_{adoptée} \geq A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h$

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 20 = 1,6cm^2.$$

$$A_y^t = A_y^a = 2,51cm^2 > A_{min} = 1,6cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures** :(Art 8.2.42/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20mm. \\ \emptyset_{max} = 8mm. \end{cases}$$

$$\emptyset_{max} = 8mm < h/10 = 20mm. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements** :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale du panneau :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée ($A_x // l_x$):

$$St \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{60cm; 33cm\} = 33cm$$

$$St = 20cm < 33cm. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée ($A_y // l_y$):

$$St \leq \min\{2h; 25cm\} = \min\{40cm; 25cm\} = 25cm.$$

$$St = 20cm < 25cm. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

- **Vérification au cisaillement** :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : La fissuration est peu nuisible.

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge $P = 12,645KN/ml$.

- Sens x-x :

$$V_x = \frac{P}{3l_y} = \frac{12,645}{3 * 2,95} = 1,43KN.$$

- Sens y-y :

$$V_y = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{12,645}{2 * 2,95 + 2,08} = 1,58KN.$$

On prend : $V_u^{max} = V_y = 1,58KN.$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 * \frac{25}{1,5} = 1,167MPa.$$

$$\tau_u = \frac{1,167 * 10^3}{1000 * 170} = 0,0093MPa.$$

$$\tau_u = 0,0093 < \bar{\tau}_u = 1,167MPa. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :** (Art .A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9.d.\Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Pour les aciers de haute adhérence ;

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 * 2,1 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa.$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 * 3,14 * 8 = 12,56cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{1,58 * 10^3}{0,9 * 170 * 125,6} \quad \Longrightarrow \quad \tau_{se} = 0,082MPa.$$

$$\tau_{se} = 0,082MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3-4) Calcul du panneau de dalle à l'ELS :

$$\begin{cases} \rho = 0,705 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0743. \\ \mu_y = 0,585. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} M_{0X} = 0,0743 * 9,2 * 2,08^2 \\ M_{0Y} = 0,585 * 2,957 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} M_{0X} = 2,957KN.m. \\ M_{0Y} = 1,729KN.m. \end{cases}$$

Vérification :

$$M_{0Y}/M_{0X} = 1,729/2,957 = 0,58 > 0,25. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des moments :**

➤ **En travée :**

(Dans le sens x-x, le panneau est un panneau de rive)

$$M_{tx}^{ser} = 0,85M_{0X} = 0,85 * 2,957 = 2,513KN.m.$$

$$M_{ty}^{ser} = 0,85M_{0Y} = 0,85 * 1,729 = 1,469KN.m.$$

➤ **Aux appuis :**

(Dans le sens y-y on peut considérer le panneau comme un panneau intermédiaire)

$$M_{ax}^{ser} = -0,5M_{0x} = -0,5 * 2,957 = -1,478KN.m.$$

$$M_{ay}^{ser} = -0,5M_{0y} = -0,5 * 1,729 = -0,865KN.m.$$

Ferraillage du panneau de dalle à l'ELS :

On considérant les étapes précédentes pour la détermination du ferraillage, les résultats de calcul relatifs seront résumés sur le tableau ci-après :

Remarque :

Les moments calculés à l'ELS sont inférieures à ceux calculés à l'ELU ; alors on adoptera le même ferraillage qu'à l'ELU.

zone	sens	M_{ser} (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)		S_t (cm ²)
surappuis	(x - x)	-1,850	0,0036	0,9985	0,250	2,51	5HA8	20
	(y - y)	-0,865	0,0021	0,9990	0,146	2,51	5HA8	20
entravées	(x - x)	3,145	0,0061	0,9970	0,426	2,51	5HA8	20
	(y - y)	1,469	0,0035	0,9985	0,248	2,51	5HA8	20

Tableau III.13 : Les sections de ferraillage adoptées à l'ELS.

3-5) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de la compression du béton et dans l'acier :**

En travée ainsi aux appuis, on à adopté le même ferraillage : $A = 2,51cm^2$.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M}{\beta_1.d.A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b.d} = \frac{100*2,51}{100*17} \implies \rho_1 = 0,147 \implies \beta_1 = 0,937 \implies K_1 = 64,37$$

$$\sigma_s = \frac{2,513*10^6}{0,937*170*251} \implies \sigma_s = 62,85MP_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \implies \bar{\sigma} = 348MP_a$$

$$\sigma_s = 62,85MP_a < \bar{\sigma} = 348MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton** :(La fissuration peu nuisible) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{62,85}{64,37} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,97 MP_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 MP_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **État limite d'ouvertures des fissurations :**

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

➤ **Etat limite de déformation** :(Art B.6.5.1/BAEL91 modifié 99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{208} = 0,096 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_{0x}^{ser}} = \frac{2,513}{20*2,957} = 0,042 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2,51}{100*17} = 0,0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

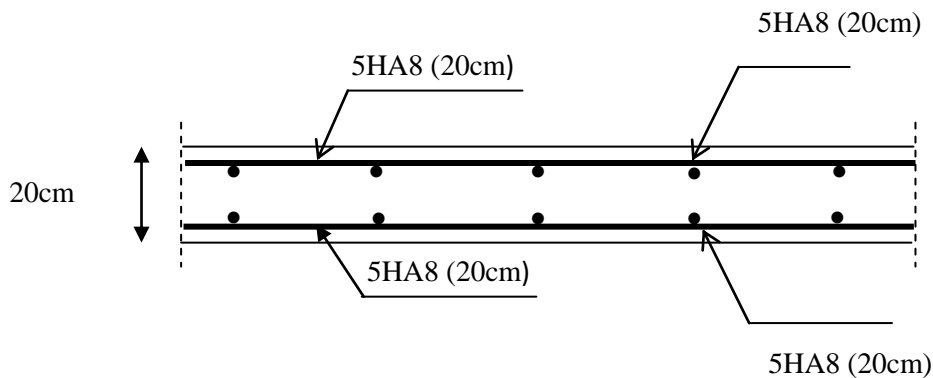


Figure III.17 : Ferrailage de la

4) Les balcons :

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

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, entourés d'un garde-corps de hauteur $h=1m$, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

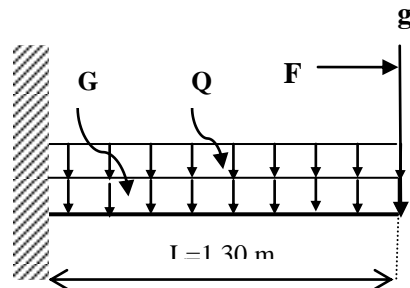


Figure III.18 : Schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine ;

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon ;

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse ;

F : charge horizontale concentrée due à la main courante.

4-1) Dimensionnement :

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

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13cm.$$

On optera pour une épaisseur $e_p = 15cm$.

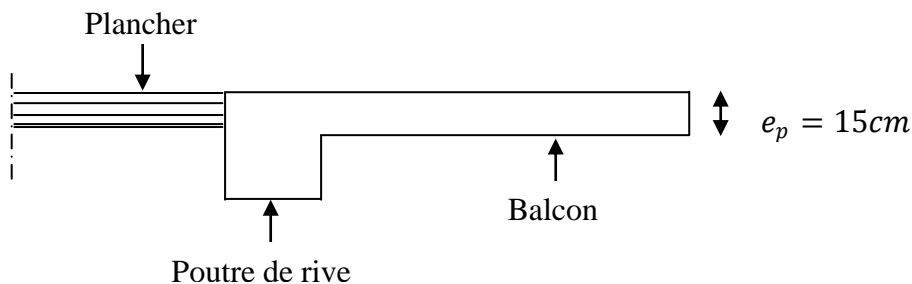


Figure III.19 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

4-2) Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle :

$G = 5,39KN/m^2$. (Déjà calculé dans le 2ème chapitre).

- Poids par mètre linéaire : $G = 5,39 * 1m = 5,39KN/ml$.

- Poids du garde-corps :

<i>Charges permanentes concentrées poids du corps creux</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>Murs en briques creuses</i>	9	0,10	0,90
<i>Enduit en mortier de ciment</i>	22	0,02*2	0,88
			<i>g=1,78</i>

Tableau III.14 : Chargement du garde-corps.

- Poids par mètre linéaire : $g = 1,78 * 1m = 1,78KN/ml$.

b. Surcharges d'exploitations :

Elle est donnée par le DTR BC.22 :

- La dalle : $Q = 3,5KN/m^2$.
- Main courante (charge horizontale) : $F = 1KN/m^2$.

Remarque :

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

4-3) Calcul à l'ELU :

a. Combinaisons de charges :

$$L'ELU : \begin{cases} - \text{Dalle: } q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1m = (1,35 * 5,39 + 1,5 * 3,5) * 1 = 12,53KN/ml. \\ - \text{Garde-corps: } g_u = 1,35g * 1m = 1,35 * 1,78 * 1 = 2,403 KN/ml. \\ - \text{Main courante: } F_u = 1,5F * 1m = 1,5 KN/ml. \end{cases}$$

$$L'ELS : \begin{cases} - \text{Dalle: } q_s = (G + Q) * 1m = (5,39 + 3,5) * 1 = 8,89KN/ml. \\ - \text{Garde-corps: } g_s = g * 1m = 1,78 * 1 = 1,78 KN/ml. \\ - \text{Main courante: } F_s = F * 1m = 1 KN/ml. \end{cases}$$

b. Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = -\frac{q_u \cdot L^2}{8} = -\frac{12,53 * 1,3^2}{8} = -2,65KN.m.$$

➤ Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = -g_u \cdot L = -2,403 * 1,3 = -3,12KN.m.$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} \quad \Longrightarrow \quad M_u = -5,77KN.m.$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = -(q_u \cdot L + g_u) = -(12,53 \cdot 1,3 + 2,403) = -18,692 \text{KN}.$$

Remarque: le signe(-) indique la fibre supérieure qui est tendue.

• **Ferraillage à l'ELU :**

$$b = 1\text{m} ; c = 3\text{cm} ; d = e_p - c = 15 - 3 = 12\text{cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

➤ **Armatures principales :(longitudinales)**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,77}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,028 < 0,392 \implies \text{SSA}.$$

$$\mu_u = 0,028 \implies \beta_u = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,77 \cdot 10^2}{0,986 \cdot 12 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 1,40\text{cm}^2.$$

On prend : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$.

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures de répartitions :(transversales)**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79\text{cm}^2.$$

On prend : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$.

4-4) Vérifications à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité :(A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45\text{cm}^2.$$

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_{min} = 1,45\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4\text{MPa}\right)$

Avec : $V_{max} = 18,692\text{KN}$; (Fissuration non préjudiciable)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18,692 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} \implies \tau_u = 0,16\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,16\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

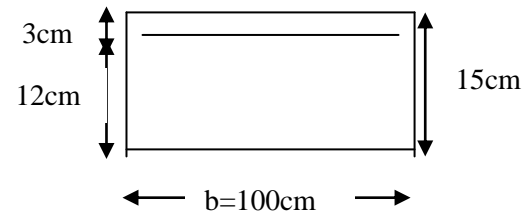


Figure III.20 : La section de calcul.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence** : (Art. A.6.13/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Pour les aciers de haute adhérence ;

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 * 3,14 * 1 = 12,56 cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{18,692 * 10^3}{0,9 * 120 * 125,6} \implies \tau_{se} = 1,38 MPa.$$

$$\tau_{se} = 1,38 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis** :
(Art A.5.1,313/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $V_{max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = 0,9d = 0,9 * 120 = 108 mm$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 * 1000 * 108 * 10^{-3} * \frac{25}{1,5} = 720 KN$$

$$V_{max} = 18,692 KN < 720 KN \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements** :

- Armatures principales :

$$St \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{45cm; 33cm\} = 33cm$$

$$St = 25cm < 33cm. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$St \leq \min\{2h; 25cm\} = \min\{30cm; 25cm\} = 25cm.$$

$$St = 25cm = 25cm. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Longueur de scellement** : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 MPa$$

$$\text{Pour : } \varphi = 1\text{cm} : L_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 35,27\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 40\text{cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 * 40 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 16\text{cm}$$

4-5) Calcul à l'ELS :

a. Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{q_s} = -\frac{q_s \cdot L^2}{8} = -\frac{8,89 * 1,3^2}{8} = -1,88\text{KN.m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge g_s :

$$M_{g_s} = -g_s \cdot L = -1,78 * 1,3 = -2,314\text{KN.m.}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} \quad \Longrightarrow \quad M_s = -4,194\text{KN.m.}$$

b. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_s = -(q_s \cdot L + g_s) = -(8,89 * 1,3 + 1,78) = -13,34\text{KN.}$$

Remarque: le signe(-) indique la fibre supérieure qui est tendue.

4-6) Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite de la compression du béton et dans l'acier :

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 * 3,14}{100 * 12} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,261 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9189 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 46,64$$

$$\sigma_s = \frac{4,194 * 10^6}{0,9189 * 120 * 314} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 121,13\text{MP}_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma} = 348\text{MP}_a$$

$$\sigma_s = 121,13\text{MP}_a < \bar{\sigma} = 348\text{MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton : (La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{121,13}{46,64} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 2,59\text{MP}_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 2,59\text{MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :** (*Art. B.6.5.2/ BAEL91 modifiée 99*) :

Avant le calcul de la flèche, on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{e_p}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{e_p}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

e_p : La hauteur totale de la section ($e_p = 15\text{cm}$);

L : La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré ($L = 1,30\text{m}$);

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée ($M_0 = 4,192\text{KN.m}$);

M_s : Moment fléchissant maximal en travée ($M_s = 4,194\text{KN.m}$);

b : La largeur ($b = 100\text{cm}$);

A_s : La section d'armatures tendues ($A_s = 3,14\text{cm}^2$).

$$1) \frac{e_p}{L} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{e_p}{L} = 0,115 > \frac{M_s}{10M_0} = \frac{4,194}{10 \cdot 4,192} = 0,100 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,14}{100 \cdot 12} = 0,0026 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

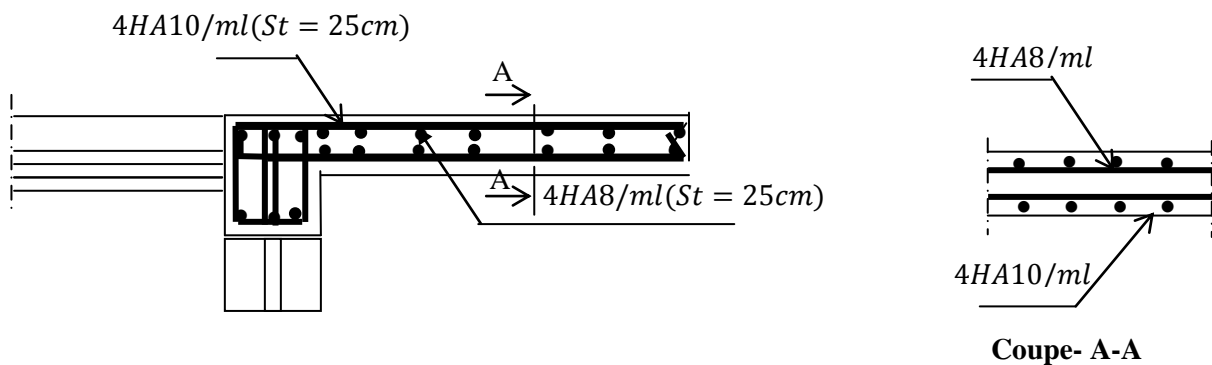


Figure III.21 : Plan de ferrailage du balcon.

5) Plancher en dalle pleine de la salle machine :

Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre immeuble est muni de deux cages d'ascenseur, la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$ la surface de l'ascenseur est de $(1,40 * 1,80 = 2,52\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de **9 tonnes**.

Calcul de la dalle pleine du local :

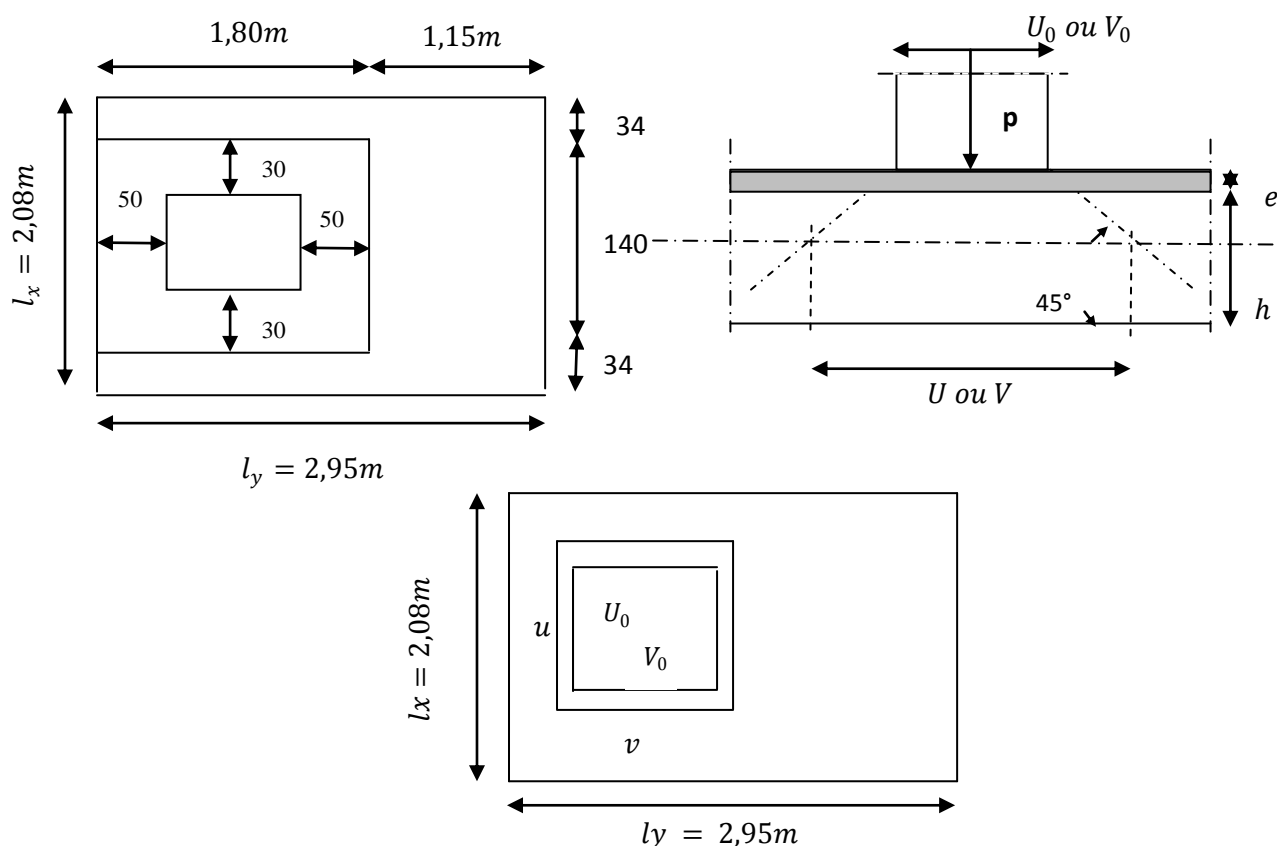
L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra, on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. La dalle reposant sur ses 4 cotés avec $l_x = 2,08\text{m}$ et $l_y = 2,95\text{m}$.

➤ Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} \implies h_t \geq \frac{208}{30} = 9,93\text{cm}.$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA 99 version 2003, donc on prend une épaisseur de **15cm**.



† **Figure III.22 :** Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

➤ **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Avec : $l_x < l_y$ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur avec :

$$M_{0x} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} M_{0y} = 0$$

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens :

$$\begin{cases} \text{Sens } l_x & M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ \text{Sens } l_y & M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν

Application :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{208}{295} = 0,705 \implies 0.4 \leq \rho = 0,705 \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a :

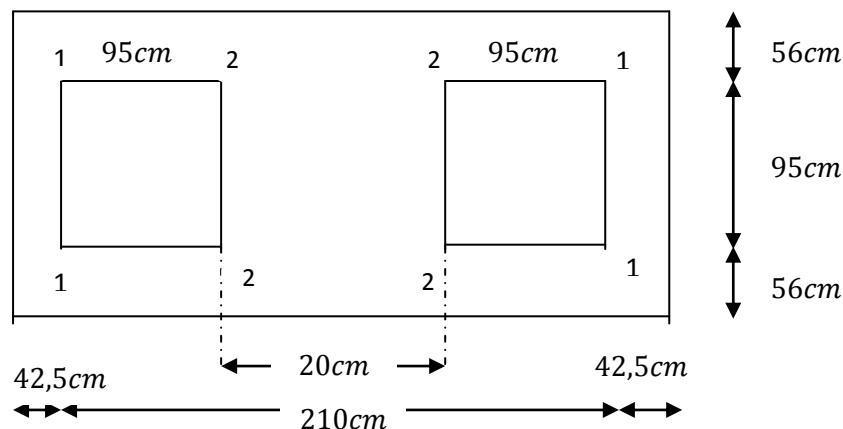
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\xi e + \frac{h_t}{2}\right) \\ V = V_0 + 2\left(\xi e + \frac{h_t}{2}\right) \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} e : \text{revêtement de la dalle } (e = 0\text{cm}) \\ h_t : \text{Épaisseur de la dalle } (h_t = 15\text{cm}) \end{cases}$$

ξ : Dans le cas de béton armé ($\xi = 1$) ;

U_0, V_0 : Coté du rectangle dans lequel q est concentrée ($V_0 = U_0 = 80\text{cm}$)

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 2\left(1 * 0 + \frac{15}{2}\right) \\ V = 80 + 2\left(1 * 0 + \frac{15}{2}\right) \end{cases} \implies \begin{cases} U = 95\text{cm.} \\ V = 95\text{cm.} \end{cases}$$



➤ Evaluation des moments M_{x1}^u et M_{y1}^u dus au système de levage :

Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :

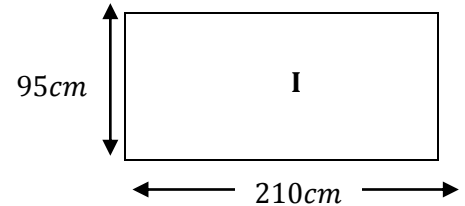
$$\text{On a : } \begin{cases} M_x = q(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q(M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad \text{avec: } \nu : \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Et : M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD avec $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

Moments dus à la charge excentrée P :

Cas de rectangle (1-1-1-1) :

$$\begin{cases} U_I = 0,95m \\ V_I = 2,10m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_I}{l_x} = \frac{0,95}{2,08} = 0,456 \\ \frac{V_I}{l_y} = \frac{2,1}{2,95} = 0,711 \end{cases}$$



⇒ $M_1 = 0,101$ et $M_2 = 0,0464$ (Du tableau de PIGEAUD et après interpolation)

$$P_I = P * \frac{U_I V_I}{UV} = 90 * \frac{0,95 * 2,1}{0,95 * 0,95} = 198,95 \text{ KN.m}$$

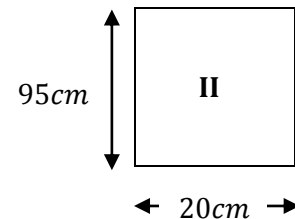
A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$q_u^I = 1,35 P_I = 1,35 * 189,95 = 268,569 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x^I = q_u^I * M_1 \\ M_y^I = q_u^I * M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^I = 268,569 * 0,101 \\ M_y^I = 268,569 * 0,0464 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^I = 27,125 \text{ KN.m} \\ M_y^I = 12,461 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Cas de rectangle (2-2-2-2) :

$$\begin{cases} U_{II} = 0,95m \\ V_{II} = 0,2m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_{II}}{l_x} = \frac{0,95}{2,08} = 0,456 \\ \frac{V_{II}}{l_y} = \frac{0,2}{2,95} = 0,067 \end{cases}$$



⇒ $M_1 = 0,142$ et $M_2 = 0,171$ (Du tableau de PIGEAUD et après interpolation)

$$P_{II} = P * \frac{U_{II} V_{II}}{UV} = 90 * \frac{0,95 * 0,20}{0,95 * 0,95} = 18,947 \text{ KN.m}$$

A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$q_u^{II} = 1,35 P_{II} = 1,35 * 18,947 = 25,578 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x^{II} = q_u^{II} * M_1 \\ M_y^{II} = q_u^{II} * M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{II} = 25,578 * 0,142 \\ M_y^{II} = 25,578 * 0,171 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{II} = 3,632 \text{ KN.m} \\ M_y^{II} = 4,373 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Charge localisée non concentrique :

Après combinaison des efforts on aura :

$$\begin{cases} M_{x1}^u = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} \\ M_{y1}^u = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^u = \frac{27,125 - 3,632}{2} \\ M_{y1}^u = \frac{12,461 - 4,373}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^u = 11,746 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^u = 4,044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation du moment M_{x2}^u et M_{y2}^u dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2}^u = \mu_y M_{x2}^u \end{cases} \text{ avec : } \rho = 0,705 \quad \text{donc : } \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

- **Calcul de Poids de la dalle :**

$$\text{On a : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } \begin{cases} G = \rho \cdot h_t = 25 \cdot 0,15 + 22 \cdot 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35 \cdot 4,85 + 1,5 \cdot 1 \Rightarrow q_u = 8,074 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2}^u = 0,0683 \cdot 8,074 \cdot 2,08^2 \\ M_{y2}^u = 0,436 \cdot 2,385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2}^u = 2,385 \text{ KN.m} \\ M_{y2}^u = 1,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u \\ M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 11,746 + 2,385 \\ M_y = 4,044 + 1,04 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 14,131 \text{ KN.m} \\ M_y = 5,084 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

- **Correction des moments :**

▪ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \cdot 14,131 = 12,011 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \cdot 5,084 = 4,321 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \cdot 14,131 = -4,239 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \cdot 5,084 = -1,525 \text{ KN.m}$$

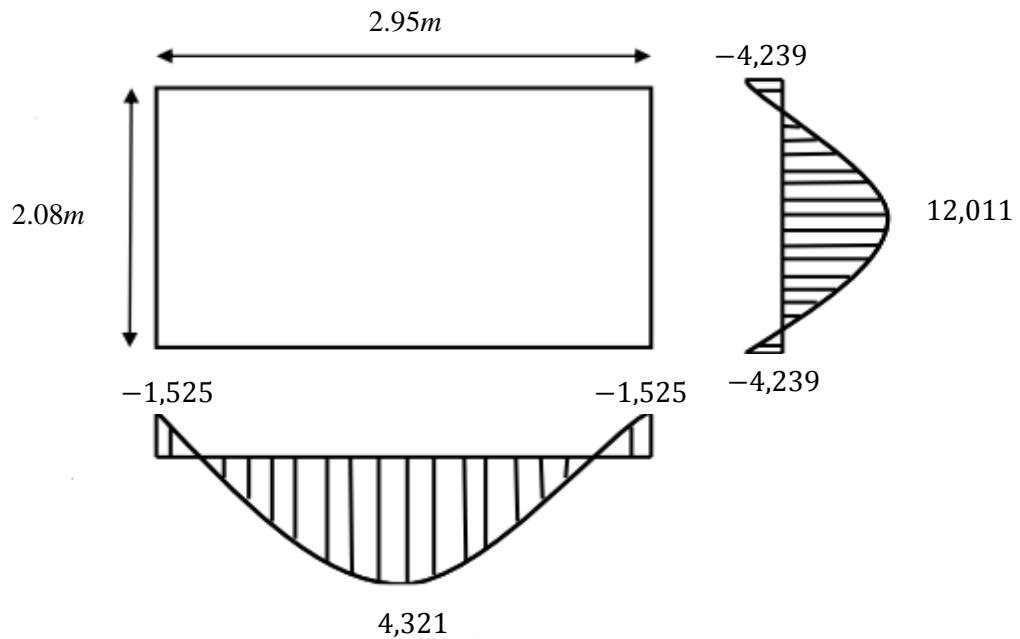


Figure III.23 : les moments aux appuis et en travées à l'ELU.

5-1) Ferrailage de la dalle à l'ELU :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

➤ Sens de la petite portée ($x - x$) :

$$b = 1m ; c = 3cm ; d = h_t - c = 15 - 3 = 12cm ; \sigma_s = 348MP_a ; f_{bu} = 14,2MP_a$$

• En travée :

$$M_x^t = 12,011 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_x = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,011}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,058 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,058 \implies \beta_x = 0,970$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_x \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,011 \cdot 10^2}{0,970 \cdot 12 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 2,965 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_x^t = 5\text{HA}10 = 3,92\text{cm}^2$ avec: $St = 20\text{cm}$

• Aux appuis :

$$M_x^a = -4,239 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_x = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,239}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,020 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,020 \implies \beta_x = 0,990$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_x \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,239 \cdot 10^2}{0,990 \cdot 12 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 1,025\text{cm}^2.$$

On prend : $A_x^a = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$ avec: $St = 20\text{cm}$

➤ Sens de la grande portée(y – y) :

- En travée :

$$M_y^t = 4,321 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_y = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,321}{1*0,12^2*14,2*10^3} = 0,021 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad \beta_y = 0,9895$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_y.d.\sigma_s} = \frac{4,321 * 10^2}{0,9895 * 12 * 348 * 10^{-1}} = 1,045 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_y^t = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$M_y^a = -1,525 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_y = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1,525}{1*0,12^2*14,2*10^3} = 0,007 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_x = 0,007 \quad \Longrightarrow \quad \beta_y = 0,964$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_y.d.\sigma_s} = \frac{1,525 * 10^2}{0,964 * 12 * 348 * 10^{-1}} = 0,378 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_y^a = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

Les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)		S_t (cm ²)
surappuis	(x – x)	4,239	0,020	0,990	1,025	2,51	5HA8	20
	(y – y)	1,525	0,007	0,964	0,378	2,51	5HA8	20
entravées	(x – x)	12,011	0,058	0,970	2,965	3,92	5HA10	20
	(y – y)	4,321	0,021	0,9895	1,045	2,51	5HA8	20

Tableau III.15 : Les sections de ferrailage adoptées à l'ELU.

5-2) Vérification à l'ELU :➤ **Condition de non fragilité :** (Art B.7.4/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $A_{ad} \geq A_{min} = b \cdot h_t \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)$

Avec : A_{min} : section minimale d'armature ;

bh_t : Section totale du béton ;

ρ_0 : Le rapport du volume des aciers celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ (acier HAFe400).

D'où : $A_{min} \geq 100 * 15 \frac{0,0008}{2} \left(3 - \frac{2,08}{2,95}\right) \implies A_{min} = 1,37 \text{ cm}^2$.

▪ **En travées :**

$$\begin{cases} A_x^t \text{ adoptée} = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2. \\ A_y^t \text{ adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

▪ **Aux appuis :**

\implies Condition vérifié.

$$\begin{cases} A_x^a \text{ adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2. \\ A_y^a \text{ adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.2-2 du BAEL 91/modifié 99)

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

On a : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$ avec : $T_{max} = V_u$

• **Sens de la petite portée (x - x) :**

$$T = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 * 1,8} = 16,666 \text{ KN.}$$

• **Sens de la grande portée (y - y) :**

$$T = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{2 * 1,8 + 1,4} = 18 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = \max(16,66 ; 18) = 18 \text{ KN.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{18 * 10^{-4}}{0,12 * 1} \implies \tau_u = 0,015 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,015 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

➤ **Ecartement des barres :** (Art 8-2-42.BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures $A_x // l_x$:

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 * 15, 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures $A_y // l_y$:

$$S_t = 20\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 * 15, 33\text{cm}) = 45\text{cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :** (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier : } P \leq 0.0045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: μ_c : Périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

P : Charge appliquée.

(Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

$$\mu_c = 2 \cdot (U + V) = 2 \cdot (0,95 + 0,95) = 3,8\text{m.}$$

$$P = 9\text{tonne} = 90\text{KN} \ll 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 3,8 * 0,15 \frac{25 * 10^3}{1,5} = 427,5\text{KN}. \implies \text{CV.}$$

Conclusion : Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Diamètre minimal des barres :** (Art A-7.21 BAEL91 modifié 99)

$$\text{On a : } \phi \leq \phi_{max} = \frac{h}{10} \quad \text{avec : } \phi: \text{Diamètre de l'armature longitudinale.}$$

$$\phi = 10\text{mm} \leq \phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm.}$$

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{max} = 15\text{mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1}^{ser} et M_{y1}^{ser} dus au système de levage :**

Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :

$\mu_x; \mu_y; M_1; M_2$ sont déterminés à partir des tableaux à l'ELS.

Moments dus à la charge excentrée P :

Cas de rectangle (1-1-1) :

A l'ELS : ($v = 0,2$)

$$q_{ser}^I = P_1 = 189,95\text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_x^I = q_{ser}^I (M_1 + 0,2M_2) \\ q_{ser}^I = q_{ser}^I (M_2 + 0,2M_1) \end{cases} \begin{cases} M_x^I = 189,95(0,101 + 0,2 * 0,0464) \\ M_y^I = 189,95(0,0464 + 0,2 * 0,101) \end{cases} \implies \begin{cases} M_x^I = 21,94\text{KN.m} \\ M_y^I = 13,25\text{KN.m} \end{cases}$$

Cas de rectangle (2-2-2-2) :A l'ELS : ($\nu = 0,2$)

$$q_{ser}^{II} = P_{II} = 18,947 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x^{II} = q_{ser}^{II} (M_1 + 0,2M_2) \\ M_y^{II} = q_{ser}^{II} (M_2 + 0,2M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^I = 18,947 (0,142 + 0,2 * 0,171) \\ M_y^I = 18,947 (0,171 + 0,2 * 0,142) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{II} = 3,338 \text{ KN.m} \\ M_y^{II} = 3,778 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Charge localisée non concentrique :

Après combinaison des efforts on aura :

$$\begin{cases} M_{x1}^{ser} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} \\ M_{y1}^{ser} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^{ser} = \frac{21,94 - 3,338}{2} \\ M_{y1}^{ser} = \frac{13,25 - 3,778}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^{ser} = 9,301 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^{ser} = 4,736 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation du moment M_{x2}^{ser} et M_{y2}^{ser} dus au poids propre de la dalle :Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.**Calcul de Poids de la dalle :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2}^{ser} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2}^{ser} = \mu_y \cdot M_{x2}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2}^{ser} = 0,0743 * 4,85 * 2,08^2 \\ M_{y2}^{ser} = 0,585 * 1,559 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2}^{ser} = 1,559 \text{ KN.m} \\ M_{y2}^{ser} = 0,912 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1}^{ser} + M_{x2}^{ser} \\ M_y = M_{y1}^{ser} + M_{y2}^{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 9,301 + 1,559 \\ M_y = 4,736 + 0,912 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 10,86 \text{ KN.m} \\ M_y = 5,648 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.**Correction des moments :**▪ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 * 10,86 = 9,231 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 * 5,648 = 4,800 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 * 10,86 = -3,258 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 * 5,648 = -1,694 \text{ KN.m}$$

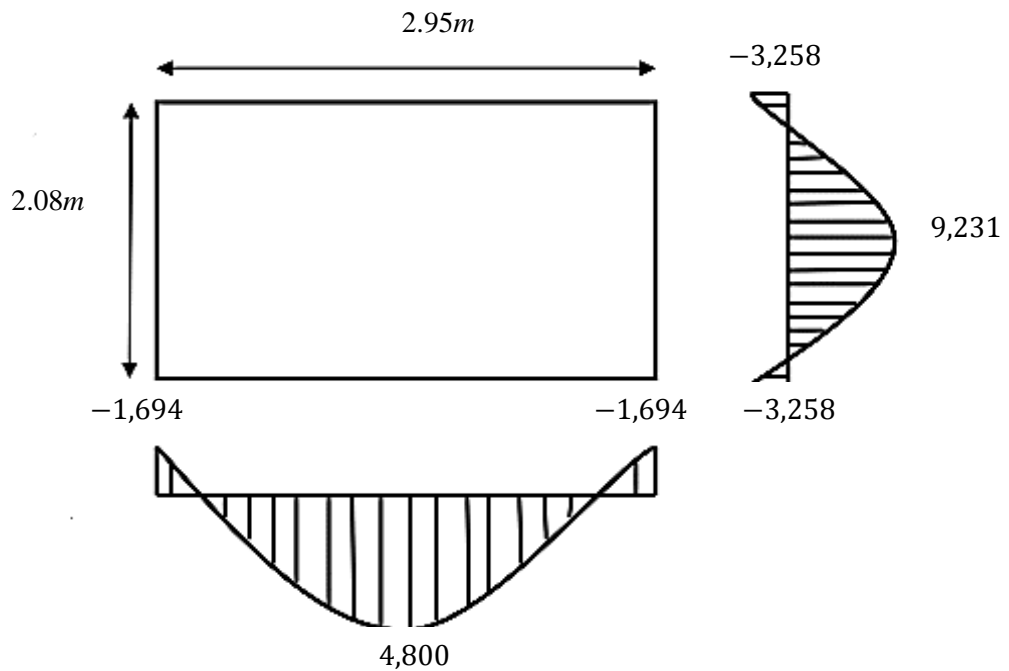


Figure III.24 : les moments aux appuis et en travées a l'ELS.

5-3) Ferraillage à l'ELS:

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferraillage

Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisante.

5-4) Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de la compression du béton :

- Sens de la grande portée ($x - x$) :

▪ En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 5HA10 = 3,92cm^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_x^t = 9,231 KN.m$

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 12} \implies \rho_1 = 0,326 \implies \beta_1 = 0,911 \implies K_1 = 41,042$$

$$\sigma_s = \frac{9,231 \cdot 10^6}{0,911 \cdot 120 \cdot 392} = 215,40 MP_a.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} = 348 MP_a.$$

$$\sigma_s = 215,40 MP_a < \bar{\sigma} = 348 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{215,40}{41,042} = 5,24 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 5,24 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{st} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Le moment max aux appuis adoptés à l'ELS : $M_x^a = 3,258 \text{ KN.m}$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 12} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,209 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,926 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 52,876$$

$$\sigma_s = \frac{3,258 \cdot 10^6}{0,926 \cdot 120 \cdot 2,51 \cdot 10^2} = 116,81 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 116,81 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{116,81}{52,876} = 2,21 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 2,21 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens de la grande portée ($y - y$) :**

▪ **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_y^t = 4,800 \text{ KN.m}$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_y^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 12} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,209 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,926 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 52,876$$

$$\sigma_s = \frac{4,800 \cdot 10^6}{0,911 \cdot 120 \cdot 2,51 \cdot 10^2} = 174,9 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} = 348 MP_a.$$

$$\sigma_s = 174,9 MP_a < \bar{\sigma} = 348 MP_a \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{174,9}{52,876} = 3,307 MP_a.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 3,307 MP_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MP_a \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux appuis :** (Calculé précédemment et c'est vérifié).

➤ **Etat limite de déformation** : (Art. B.7.5. BAEL.91 modifié 99)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ty}^{ser}}{20M_y} \qquad 2) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\bullet \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{295} = 0,050 \geq \frac{M_{ty}^{ser}}{20M_y} = \frac{4,800}{20 \cdot 5,628} = 0,042 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_t}{bd} = \frac{2,51}{100 \cdot 12} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 2 conditions sont vérifiées.

***Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :**

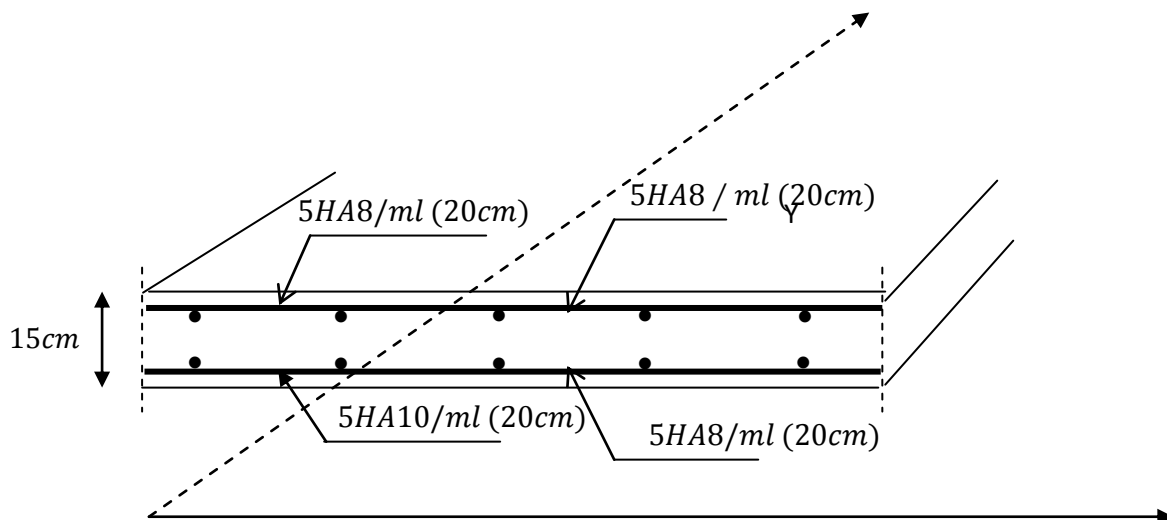


Figure III.25 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

6) Les escaliers :

Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, qui permettent l'accès vertical afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger (munis d'un garde-corps ou d'une rampe).

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux. Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Sur la figure on donne un schéma descriptif d'un escalier ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

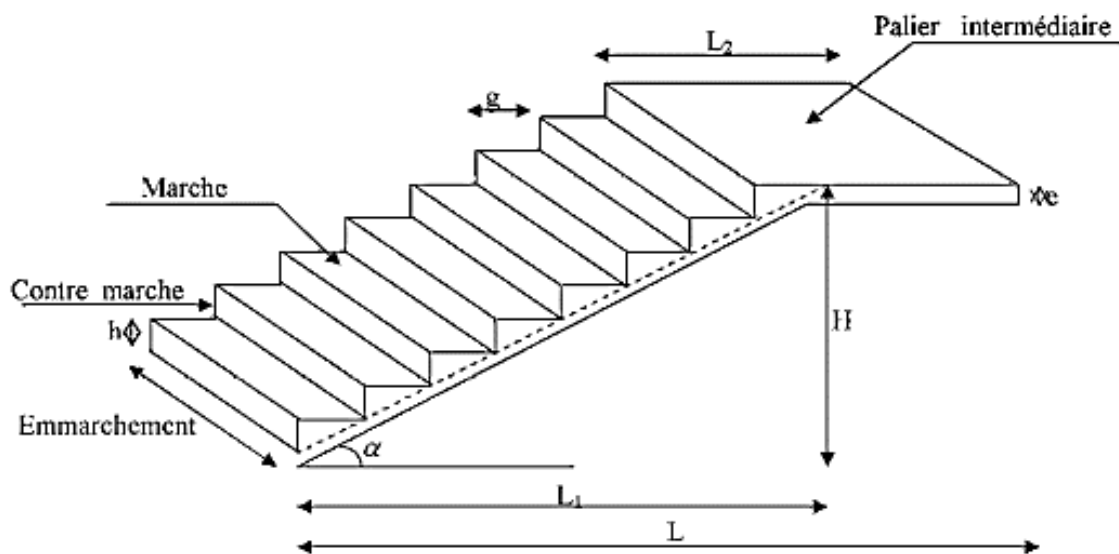


Figure III.26 : Principaux termes relatifs à un escalier.

- Avec :
- g** : giron ;
 - h** : hauteur de la contre marche ;
 - e** : épaisseur de la paillasse et du palier ;
 - H** : hauteur d'une volée ;
 - L₁** : Portée projetée de la paillasse ;
 - L₂** : Largeur du palier ;
 - L** : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

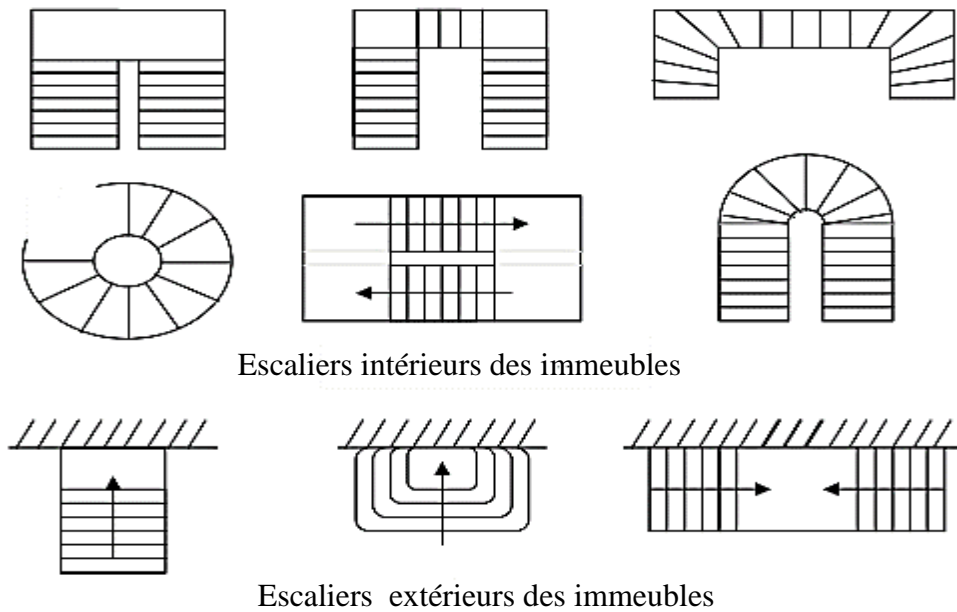
Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le côté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

On donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, donnons quelques exemples.



Escaliers intérieurs des immeubles

Escaliers extérieurs des immeubles

Figure III.27 : Les différents types d'escalier.

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée de **RDC** d'une hauteur $H = 2,04m$
- Une volée d'**étage courant** d'une hauteur $H = 1,53m$.

On étudie le cas le plus défavorable qui est en cas du RDC

Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé en place.

6-1) Dimensionnement :

- Etude de la volée de **R.D.C** :

- **Nombre de contre marches : « n »**

$$n^2 - n \left(1 + \frac{2H + L_1}{0,64} \right) + 3,125H = 0$$

Cette équation nous donne $n = 11,86 \Rightarrow n = 12$ contre marches.

- **Nombre de marches : « m »**

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \quad \Longrightarrow \quad m = 11 \text{ marches.}$$

- **Hauteur de la contre marche : « h »**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{2,04}{12} = 0,17m \quad \Longrightarrow \quad h = 17cm.$$

$$\text{Vérification : } 14cm < h = 17cm < 18cm \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Giron : « g » (formule de BLONDEL)**

$$g = \frac{l_1}{m} = \frac{2,76}{11} = 0,25m \quad \Longrightarrow \quad g = 30cm.$$

$$\text{Vérification : } 60cm \leq g + 2h = 64cm \leq 64cm \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Nombre de contre marches totale : « n_t »**

$$n_t = \frac{H_{RDC}}{h} = \frac{4,08}{0,17} = 24 \quad \Longrightarrow \quad n_t = 24 \text{ contre marches..}$$

- **Nombre de marches totales : « m_t »**

$$m_t = n_t - 1 = 24 - 1 = 17 \quad \Longrightarrow \quad m_t = 23 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée : « L »**

$$L = g(n - 1) = 30(12 - 1) = 3,3 m \quad \Longrightarrow \quad L = 3,3 m$$

- **Emmarchement : « E »**

$$\text{Soit : } E = 1,3 m$$

- **Calcul de la longueur de la volée : « L' ; l_0 » (recommandations du BAEL91).**

$$L_1 = 2,76m \quad ; \quad L_2 = 1,2m$$

$$t_g \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{2,04}{2,76} = 0,739 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 36,47^\circ$$

$$L' = L_1 + L_2 = 2,76 + 1,2 = 3,96m \quad \Longrightarrow \quad L' = 3,96m$$

$$l_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,76}{\cos 36,47^\circ} = 3,43m \quad \Longrightarrow \quad l_0 = 3,43m$$

- **Epaisseur de la pailasse : « e_p »**

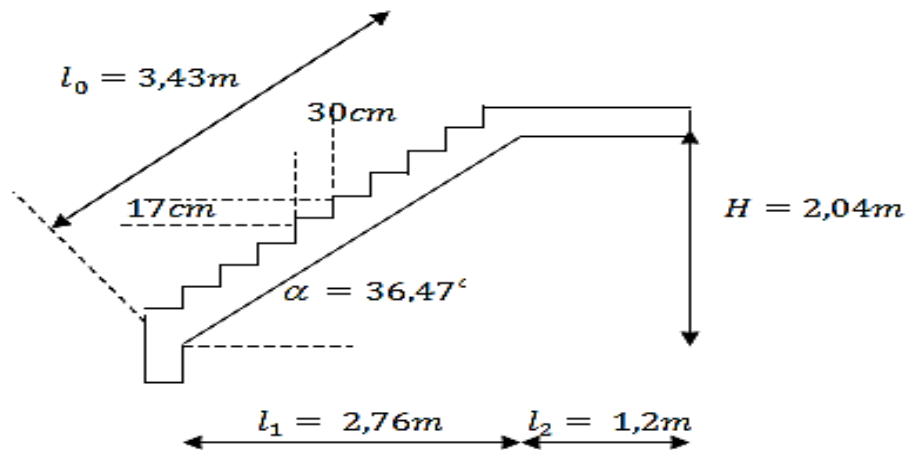
$$\frac{L'}{30} = \frac{3,96}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} = \frac{3,96}{20} \quad \Longrightarrow \quad 13,20cm \leq e_p \leq 19,80cm.$$

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

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier $e_v = 18 cm$

- **Epaisseur moyenne de la volée : « e_v »**

$$e_v = e_p + \frac{h \cos \alpha}{2} = 18 + \frac{17 * \cos 36,47^\circ}{2} = 24,83 cm$$



- Etude de la volée d'étage courant :

- Nombre de contre marches : « n »

$$n^2 - n \left(1 + \frac{2H + L_1}{0,64} \right) + 3,125H = 0$$

Cette équation nous donne $\Rightarrow n = 9$ contre marches.

- Nombre de marches : « m »

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

- Hauteur de la contre marche : « h »

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m \quad \Rightarrow h = 17cm$$

Vérification : $14cm < h = 17cm < 18cm \quad \Rightarrow$ Condition vérifié.

- Giron : « g » (formule de BLONDEL)

$$g = \frac{l_1}{m} = \frac{2,7}{8} = 0,33m \quad \Rightarrow g = 30cm$$

Vérification : $60cm \leq g + 2h = 64cm \leq 64cm \quad \Rightarrow$ Condition vérifié.

- Nombre de contre marches totale : « n_t »

$$n_t = \frac{H_c}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \quad \Rightarrow n_t = 18 \text{ contre marches..}$$

- Nombre de marches totales : « m_t »

$$m_t = n_t - 1 = 18 - 1 = 17 \quad \Rightarrow m_t = 17 \text{ marches}$$

- La ligne de foulée : « L »

$$L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 2,4 m \quad \Rightarrow L = 2,4 m$$

- **Emmarchement : « E »**

Soit : $E = 1,3 m$

- **Calcul de la longueur de la volée : « L' ; l₀ » recommandations du BAEL91.**

$$L_1 = 2,7m \quad ; \quad L_2 = 1,2m$$

$$t_g \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,7} = 0,566 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = L_1 + L_2 = 2,7 + 1,2 = 3,9m \quad \Rightarrow \quad L' = 3,9m$$

$$l_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,7}{\cos 29,54^\circ} = 3,10m \quad \Rightarrow \quad l_0 = 3,10m$$

- **Epaisseur de la pailasse : « e_v »**

$$\frac{L'}{30} = \frac{3,9}{30} \leq e_v \leq \frac{L'}{20} = \frac{3,9}{20} \quad \Rightarrow \quad 13 cm \leq e_v \leq 19,50 cm.$$

Soit : $e_v = 18 cm$

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier $e_p = 18 cm$

- **Epaisseur moyenne de la volée : « e_v »**

$$e_v = e_p + \frac{h \cos \alpha}{2} = 18 + \frac{17 * \cos 29,54^\circ}{2} = 25,39 cm$$

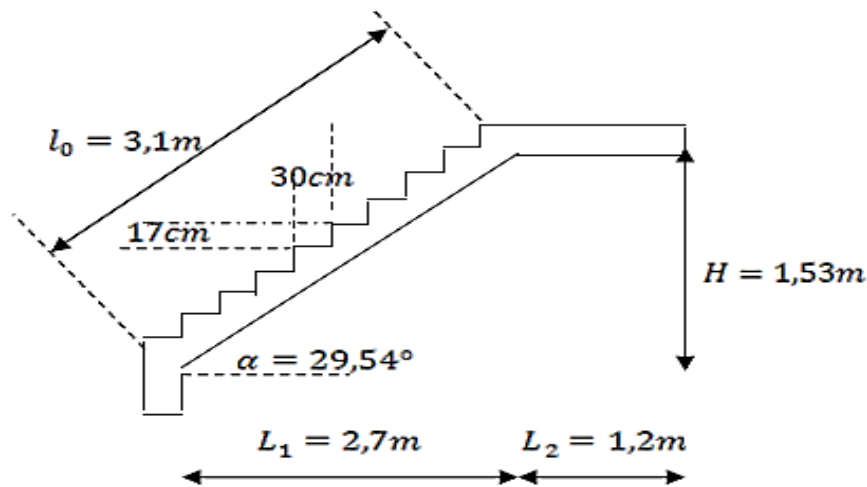


Figure III.29: Coupe verticale de la volée de l'étage courant.

6-2) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

➤ **Détermination des charges permanentes :**

- Poids des revêtements :

Elements	Masse volumique (KN/m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/ml)
Revêtement de carrelage	20	2	20 * 1 * 0,02 = 0,4
Mortier de pose	22	2	22 * 0,02 * 1 = 0,44
Couche de sable	18	2	18 * 0,02 * 1 = 0,36
Enduit de ciment	22	1.5	22 * 0,015 * 1 = 0,33
			G_r = 1,53

- Le palier :

Elements	Poids (KN/ml)
Poids propre de la dalle pleine en BA	25 * 0,18 * 1 = 4,5
Poids des revêtements	1,53
G_p = 6,03	

- La volée :

Elements	Poids (KN/ml)
Poids des revêtements	1,53
Poids propre de la paillasse (RDC)	$\frac{\gamma_b}{\cos\alpha} e_v = \frac{25}{\cos 36,47} * 0,18 = 5,59$
Poids des marches	$25 * \frac{0,17}{2} = 2,125$
Garde corps	0,2
G_v = 9,445 (RDC)	

➤ **Détermination des charges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

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

➤ **Combinaisons de charges :**

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

Le palier : $q_{up} = 1,35G_p + 1,5Q \implies q_{up} = 1,35 * 6,03 + 1,5 * 2,5 \implies q_{up} = 11,89 \text{ KN/ml}$

La volée : $q_{uv} = 1,35G_v + 1,5Q \implies q_{uv} = 1,35 * 9,445 + 1,5 * 2,5 \implies q_{uv} = 16,50 \text{ KN/ml}$

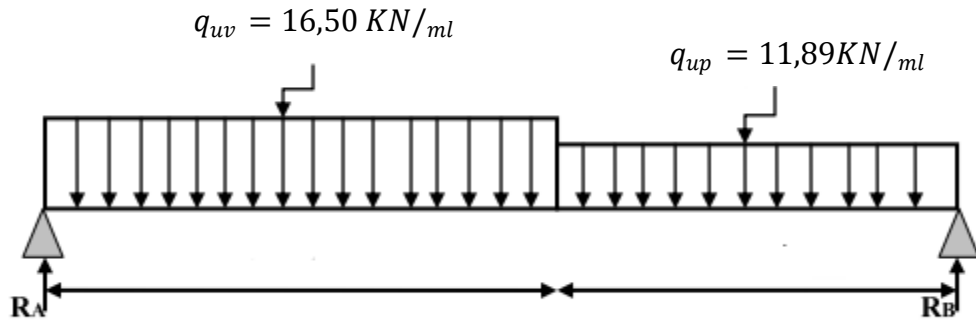
- A l'ELS : $q_s = G + Q$

Le palier : $q_{sp} = G_p + Q \implies q_{sp} = 6,03 + 2,5 \implies q_{sp} = 8,53 \text{ KN/ml}$

La volée : $q_{sv} = G_v + Q \implies q_{sv} = 9,445 + 2,5 \implies q_{sv} = 11,94 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants du RDC à l'ELU :**

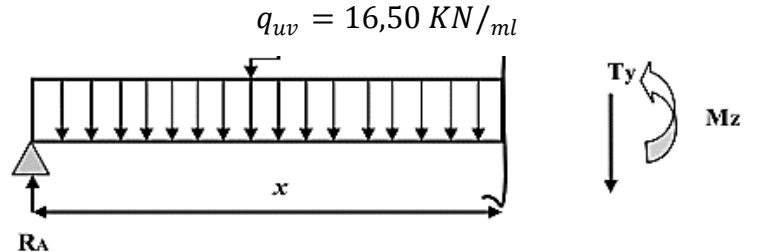
Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.



Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \quad R_A + R_B = 59,80 \text{ KN.} \\ \sum M/A = 0 & \quad R_B = 28,02 \text{ KN.} \\ \sum M/B = 0 & \quad R_A = 31,78 \text{ KN.} \end{aligned}$$

1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 2,76 \text{ m}$



▪ efforts tranchants :

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{uv} x \\ T(x) &= 31,78 - 16,50x \end{aligned}$$

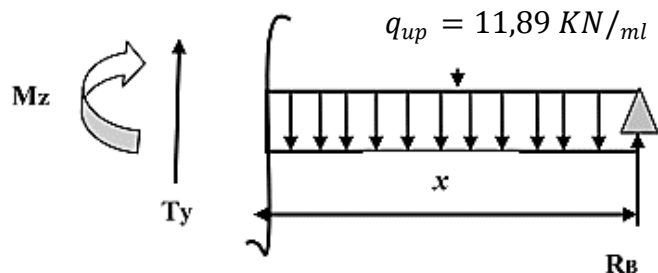
$$\Rightarrow \begin{cases} T(x = 0) = 31,78 \text{ KN.} \\ T(x = 2,76) = -13,76 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ Moments :

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A x - q_{uv} \frac{x^2}{2} \\ M(x) &= 31,78x - 16,50 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 2,76) = 25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-2^{ème} Tronçon : $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$



▪ efforts tranchants :

$$\begin{aligned} T(x) &= R_B - q_{up} x \\ T(x) &= -28,02 + 11,89x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x = 0) = -28,02 \text{ KN.} \\ T(x = 1,2) = -13,76 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ Moments :

$$\begin{aligned} M(x) &= R_B x - q_{up} \frac{x^2}{2} \\ M(x) &= 28,02x - 11,89 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1,2) = 25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Calcul de moment max :**

Calcul de la valeur $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$R_A - q_{uv}x = 0$$

$$31,78 - 16,50x \implies T(x) = 0 \text{ KN.} \implies x = 1,92 \text{ m}$$

D'où :

$$M^{\max} = R_A x - q_{uv} \frac{x^2}{2}$$

$$M^{\max} = 31,78x - 16,50 \frac{x^2}{2} \implies M^{\max}(1,94) = 30,60 \text{ KN.m}$$

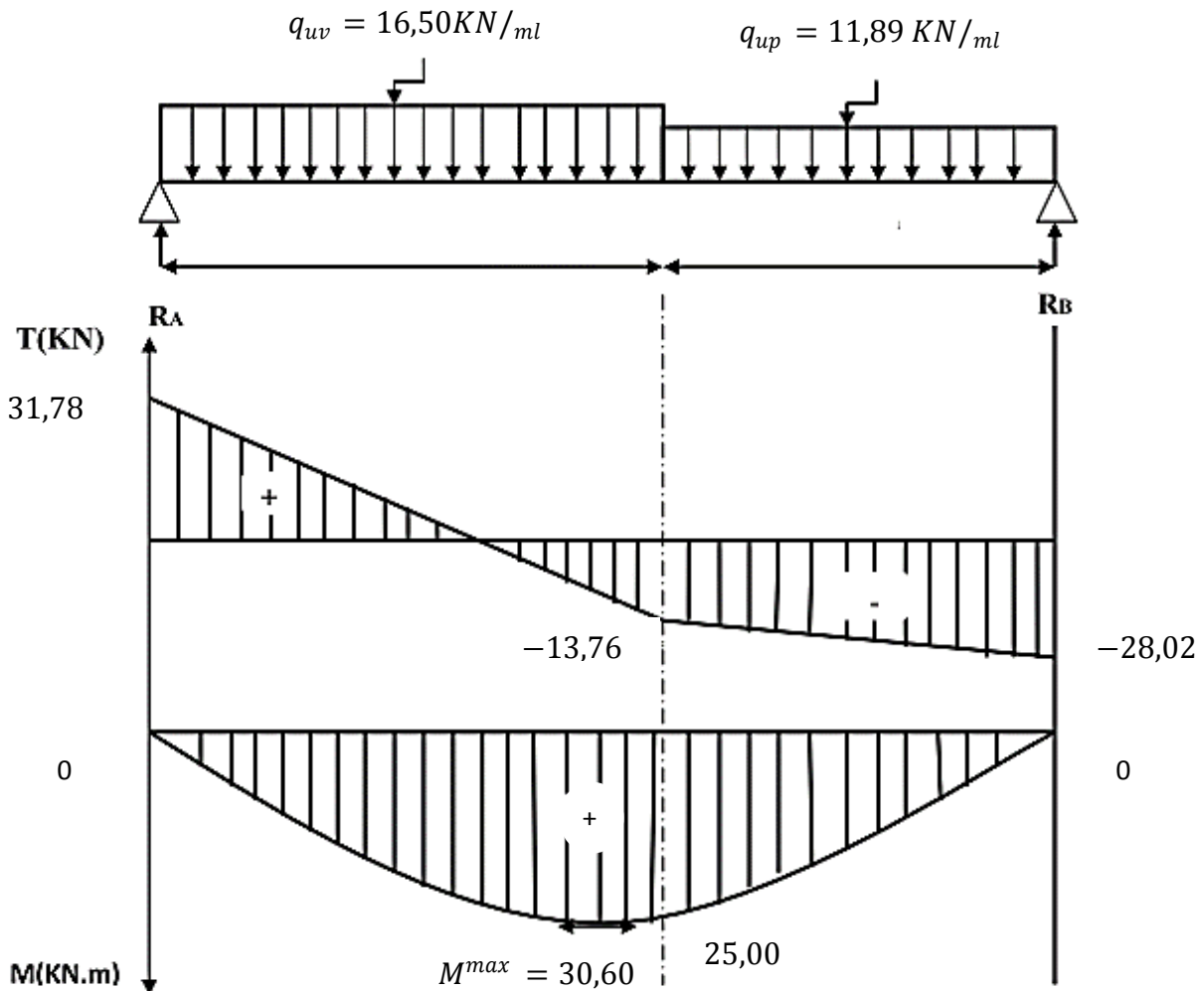


Figure III.31 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC à l'ELU.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M^{\max} au niveau des appuis et en travée :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3M^{max} = -0,3 * 30,60 \quad \Longrightarrow M_u^a = -9,18 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0,85M^{max} = 0,85 * 30,60 \quad \Longrightarrow M_u^t = 26,01 \text{ KN.m}$$

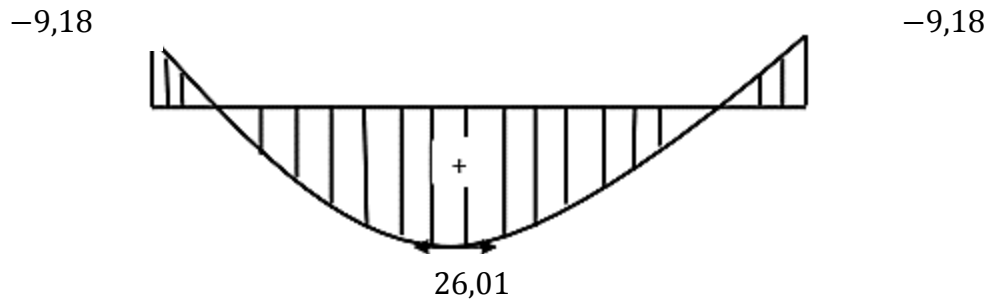


Figure III.32: Les moments fléchissant (ELU) en tenant compte de l'encastrement partiel

6-4) Ferraillage d'escaliers du RDC :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

$$b = 1m ; c = 3cm ; d = e_p - c = 18 - 3 = 15 \text{ cm} ; \sigma_s = 348MP_a ; f_{bu} = 14,2MP_a$$

➤ Armatures longitudinales :

• En travée :

$$M_u^t = 26,01 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_u^t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,01}{1 * 0,15^2 * 14,2 * 10^3} = 0,081 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u^t = 0,081 \quad \Longrightarrow \beta = 0,9575$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,01 * 10^2}{0,9575 * 15 * 348 * 10^{-1}} = 5,20 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s^t = 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$. avec : $St = 17 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_u^a = -9,18 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu_u^a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,18}{1 * 0,15^2 * 14,2 * 10^3} = 0,028 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u^a = 0,028 \quad \Longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,18 * 10^2}{0,986 * 15 * 348 * 10^{-1}} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s^a = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$. avec : $St = 20\text{cm}$.

➤ Armatures de répartition :

- **En travée :**

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r^t = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$. avec: $St = 20\text{cm}$.

- **Aux appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r^a = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$. avec: $St = 20\text{cm}$.

6-5) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :**

On doit vérifier que : $A_{ad} \geq A_{min} = 0,23db \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : A_{min} : section minimale d'armature

$$A_{min} = 0,23 * 15 * 100 \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

$$A_s^t \text{ adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_s^a \text{ adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Ecartement des barres: (Art 8-2-42.BAEL91 modifié 99)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 * 15, 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 * 15, 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28}$

Avec : ΣU_i : désignant la somme des périmètres utiles des barres ;

$$\psi_s = 1,5 \text{ (HA)}.$$

$$\tau_{se} = \frac{31,78 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,12 \cdot 3,14 \cdot 0,012 \cdot 5} \implies \tau_{se} = 1,56 MP_a$$

$$\bar{\tau}_u = 15 \cdot 2,1 \implies \bar{\tau}_u = 3,15 MP_a.$$

$$\tau_{se} = 1,56 MP_a \ll \bar{\tau}_u = 3,15 MP_a \implies \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Longueur de scellement:** (Art 6.1.2.3 BAEL91 modifié 99)

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

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

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 MP_a$$

ϕ : Diamètre dans la travée.

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,32 \text{ cm.} \implies L_s = 42,32 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets:** (Art A5.2.2 /BAEL 91 modifié 99)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \cdot 42,32 = 16,928 \text{ cm.} \implies L_c = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton:** (Art A.5.1.313/BAEL 91 modifiées 99)

• Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \cdot 100 \cdot (0,9 \cdot 15) \frac{25}{1,5} 10^{-1} = 900 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = 31,78 \text{ KN} \ll \bar{T}_u = 900 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifié.}$$

• Influence sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s^a \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9d})$$

$$\frac{1,15}{400 \cdot 10^2} \left(31,78 + \frac{9,18}{0,9 \cdot 0,15} \right) = 0,002 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s^a = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \gg \gg 0,002 \text{ cm}^2 / \text{ml} \implies \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b}; 5 MP_a \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min(3,25MPa; 5MPa) \implies \bar{\tau}_u = 3,25MPa. \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{31,78 \cdot 10^3}{150 \cdot 100}. \implies \tau_u = 0,21 MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,21 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \implies \text{Condition vérifiée.}$$

6-6) Calcul des moments et des efforts tranchants du RDC à l'ELS :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastée aux appuis.

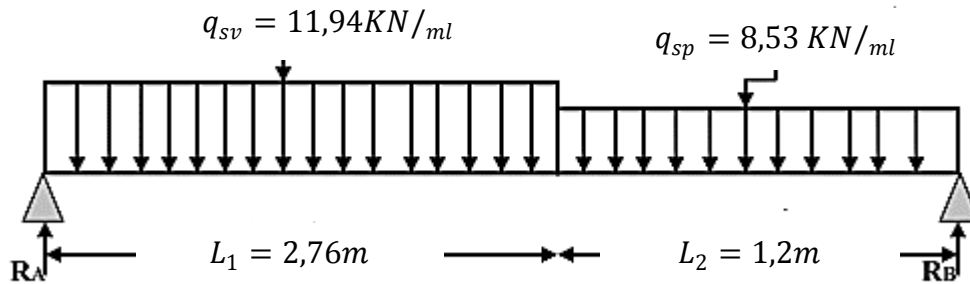
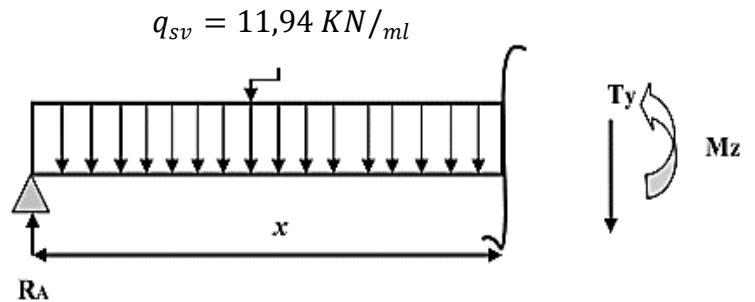


Figure III.33 : Schémas statique de calcul de la volée du RDC à l'ELS.

• **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{array}{ll} \sum F = 0 & R_A + R_B = 43,19 \text{ KN.} \\ \sum M/A = 0 & R_B = 20,17 \text{ KN.} \\ \sum M/B = 0 & R_A = 23,02 \text{ KN.} \end{array}$$

-1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 2,76m$



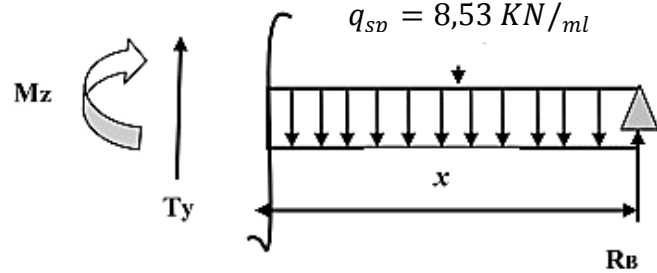
▪ **efforts tranchants :**

$$\begin{array}{l} T(x) = R_A - q_{sv}x \\ T(x) = 23,02 - 11,94x \end{array} \implies \begin{cases} T(x = 0) = 23,02 \text{ KN.} \\ T(x = 2,76) = -9,93 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ **Moments :**

$$\begin{array}{l} M(x) = R_A x - q_{sv} \frac{x^2}{2} \\ M(x) = 23,02x - 11,94 \frac{x^2}{2} \end{array} \implies \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 2,76) = 18,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2^{ème} Tronçon : $0 \leq x \leq 1,2m$



▪ **efforts tranchants :**

$$T(x) = R_B - q_{sv}x$$

$$T(x) = -20,17 + 8,53x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -20,17 \text{ KN.} \\ T(x=1,2) = -9,93 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ **Moments :**

$$M(x) = R_Bx - q_{sv} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 20,17x - 8,53 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1,2) = 18,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul de moment max :**

Calcul de la valeur $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$R_A - q_{sv}x = 0$$

$$23,02 - 11,94x = 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = 0 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad x = 1,92m$$

$$M^{max} = R_Ax - q_{sv} \frac{x^2}{2}$$

$$M^{max} = 23,02x - 11,94 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M^{max}(1,92) = 22,19 \text{ KN.m}$$

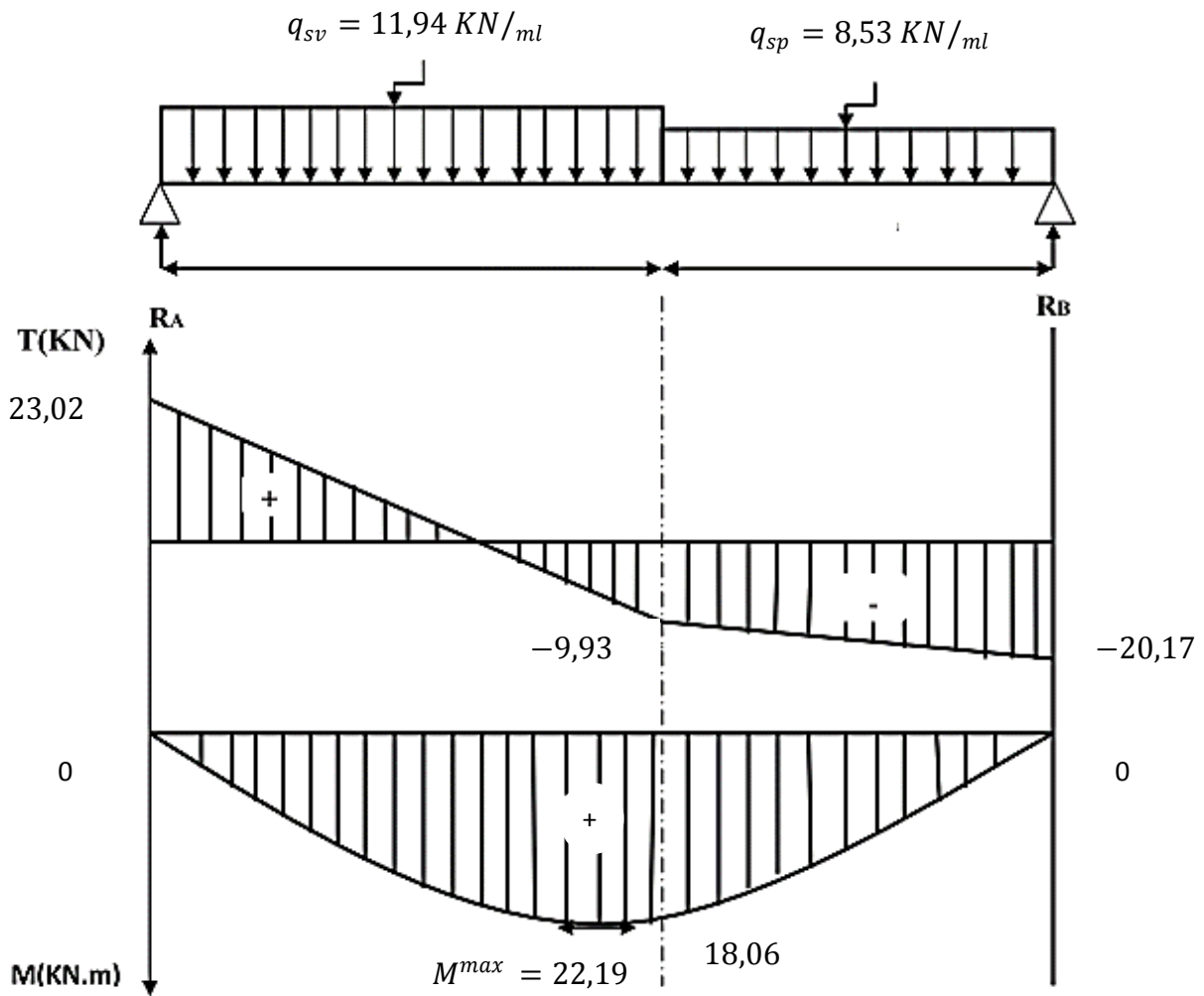


Figure III.34: Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'EC à l'ELS.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M^{max} au niveau des appuis et en travée :

Aux appuis : $M_s^a = -0,3M^{max} = -0,3 * 22,19 \implies M_s^a = -6,65 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0,85M^{max} = 0,85 * 22,19 \implies M_s^t = 18,86 \text{ KN.m}$

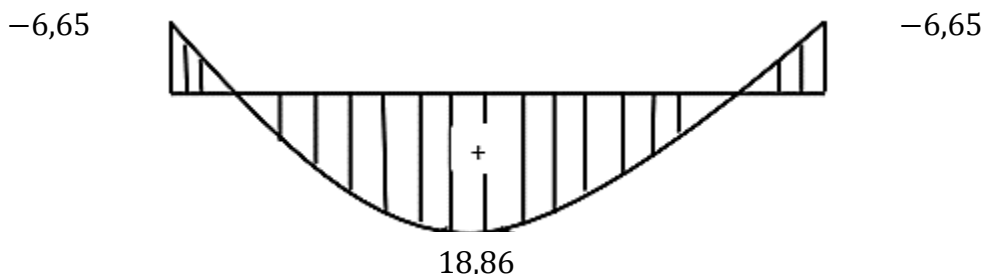


Figure III.35 : Les moments fléchissant (ELS) en tenant compte de l'encastrement partiel.

6-7) Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite de la compression du béton :****▪ Armatures longitudinales :****• En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_s^t = 18,86 \text{ KN.m}$.

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s^t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 15} \implies \rho_1 = 0,376 \implies \beta_1 = 0,905 \implies K_1 = 37,798$$

$$\sigma_s = \frac{18,86 \cdot 10^6}{0,905 \cdot 150 \cdot 565} = 245,89 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MP}_a.$$

$$\sigma_s = 245,89 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{245,89}{37,798} = 6,50 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 6,50 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Le moment max aux appuis adoptés à l'ELS : $M_s^a = -6,65 \text{ KN.m}$

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s^a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 15} \implies \rho_1 = 0,167 \implies \beta_1 = 0,933 \implies K_1 = 60,00$$

$$\sigma_s = \frac{6,65 \cdot 10^6}{0,933 \cdot 150 \cdot 2,51 \cdot 10^2} \implies \sigma_s = 189,31 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \implies \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 189,31 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{189,31}{60,00} \implies \sigma_{bc} = 3,15 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :** (Art. B.6.5.2 BAEL91 modifiée 99)

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

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la volée n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{e}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad 2) \frac{e}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{15M_{max}} \quad ; \quad 3) \frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

e: L'épaisseur totale de la section ($e = 18\text{cm}$) ;

l: Longueur de la volée ($l = 3,96\text{m}$) ;

M_{max}: Valeur maximal du moment dans la travée ($M_{max} = 18,86 \text{ KN.m}$) ;

M_t^{ser}: Moment fléchissant maximal en travée ($M_t^{ser} = 18,06 \text{ KN.m}$) ;

b: Bande unitaire ($b = 1\text{m}$) ;

A_{st}: La section d'armatures tendues ($A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$).

$$1) \frac{e}{l} = \frac{18}{396} = 0,045 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{e}{l} = 0,045 = \frac{M_t}{15M_{max}} < \frac{18,06}{15*18,86} = 0,063 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b.d} = \frac{5,65}{100*15} = 0,00376 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Étant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche :** (Art. B6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \mu \cdot \lambda_v} \left\{ \begin{array}{l} \mu = \max \left\{ \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right); 0 \right\} \\ \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{b} \right) \rho} ; \rho = \frac{A}{b \cdot d} \\ I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 \end{array} \right.$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MP}_a.$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : Module de déformation différé ;

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

▪ **Calcul des paramètres :**

- **La position de l'axe neutre :**

1) **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = e \cdot b + 15A_{st}.$$

$$B_0 = 100 \cdot 18 + 15 \cdot 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2.$$

2) **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S = \frac{b \cdot e^2}{2} + 15A_{st} \cdot d$$

$$S = \frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \cdot 5,65 \cdot 15 = 14471,25 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{14471,25}{1884,75} = 9,27 \text{ cm}.$$

$$V_2 = e - V_1 = 18 - 9,27 = 8,73 \text{ cm}.$$

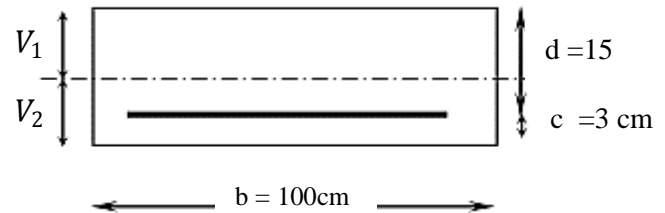


Figure III.36 : La section de calcul.

3) **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{100 \cdot (9,27^3 + 8,73^3)}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (8,73 - 3)^2 = 51513,80 \text{ cm}^4.$$

4) **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 15} = 0,00376$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 10}{10}\right) \cdot 0,00376} = 5,585.$$

$$\mu = \max\left\{\left(1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00376 \cdot 181,31 + 2,1}\right); 0\right\} \implies \mu = \max\{0,238; 0\} \implies \mu = 0,238$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 51513,80}{1 + 0,4 \cdot 0,238 \cdot 5,585} = 36995,15 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{18,86 \cdot 396^2 \cdot 10^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 36995,15 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3} = 0,738 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{396}{500} = 0,792 \text{ cm}.$$

$$f = 0,738 \text{ cm} < \bar{f} = 0,792 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

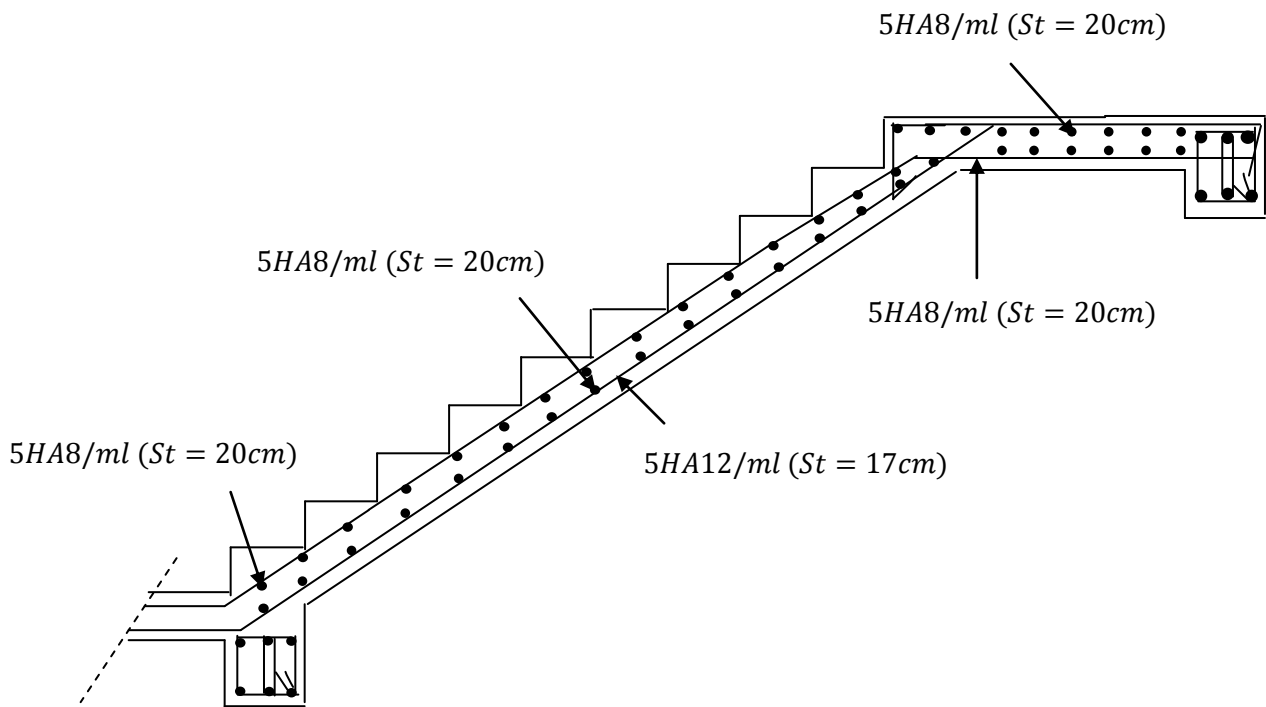


Figure III.37 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

7) **La poutre palière :**

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier ainsi que le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastrée dans les deux poteaux de la cage d'escalier et sa portée est $l = 2,90m$

▪ **Dimensionnement :**

- **Hauteur :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \quad \Longrightarrow \quad 19,33cm \leq h_t \leq 29cm$$

A priori compte tenu des exigences de RPA : $h_t \geq 30cm$; on prend une hauteur : $h_t = 40cm$.

- **Largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 0,4 * 40 \leq b \leq 0,7 * 40 \quad \Longrightarrow \quad 16cm \leq b \leq 29cm$$

Compte tenu des exigences de RPA($b \geq 20cm$) ; on prend une largeur: $b = 30cm$.

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b * h) = (30 * 40)cm^2$.

▪ **Détermination des charges :**

-Poids propre : $G_p = b * h_t * \rho = 0,40 * 0,30 * 25 = 3,00 KN/ml$.

- Réaction à l'ELU : $R_u = 28,02 KN/ml$.

-Réaction à l'ELS : $R_s = 20,17 KN/ml$.

➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1,35G_p + R_u = 1,35 * 3,00 + 28,02 \quad \Longrightarrow \quad q_u = 32,07 KN/ml.$$

$$q_s = G_p + R_s = 3,00 + 20,17 \quad \Longrightarrow \quad q_s = 23,17 KN/ml.$$

➤ **Schémas statique :**

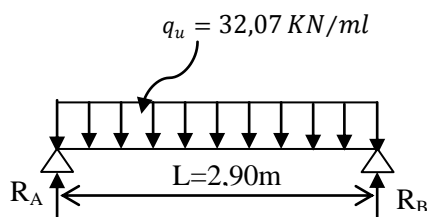


Figure III.38 : Schémas statique à l'ELU.

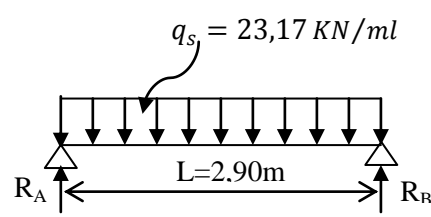


Figure III.38 : Schémas statique à l'ELS.

7-1) **Calcul de la poutre palière à l'ELU :**

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = q_u \frac{L}{2} = 32,07 * \frac{2,9}{2} \quad \Longrightarrow \quad R_A = R_B = 46,50 KN/ml.$$

➤ Les efforts internes :

$$T_u = 46,50 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8} = 32,07 * \frac{2,9^2}{8} \quad \Longrightarrow \quad M_u = 33,71 \text{ KN.m.}$$

➤ Correction des moments :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^t = 0,85M_u = 0,85 * 33,71 \quad \Longrightarrow \quad M_u^t = 28,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_u^a = -0,3M_u = -0,3 * 33,71 \quad \Longrightarrow \quad M_u^a = -10,11 \text{ KN.m.}$$

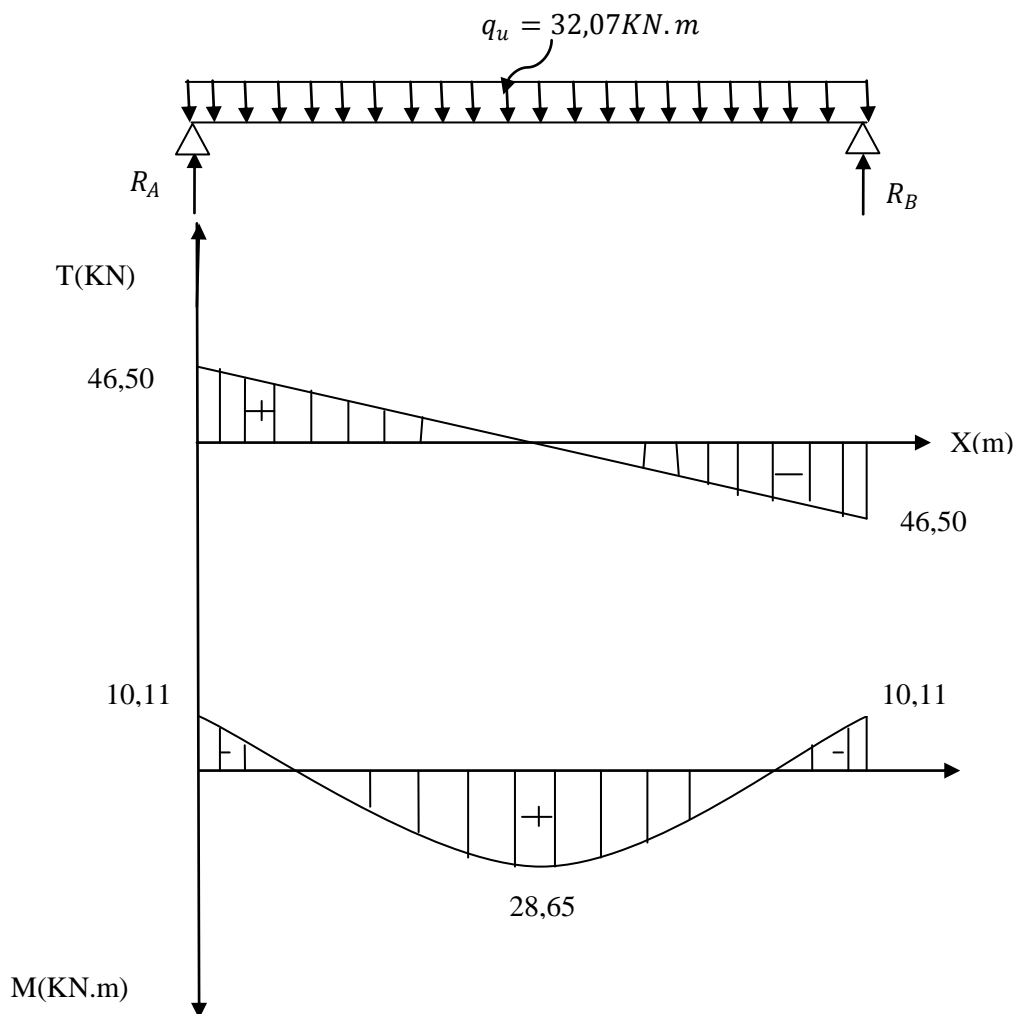


Figure III.39 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

7-2) Ferrailage à l'ELU :**➤ Armatures longitudinales :**

$$c = 3\text{cm} ; d = h_t - c = 40 - 3 = 37\text{cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

• En travée :

$$M_u^t = 28,65\text{KN.m} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,65}{0,3 \cdot 0,37^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,049 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,049 \implies \beta_u = 0,9745$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,65 \cdot 10^2}{0,9745 \cdot 37 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 2,28\text{cm}^2.$$

On prend : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$.

• Aux appuis :

$$M_u^a = -10,11\text{KN.m} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,11}{0,30 \cdot 0,37^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,017 < 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,017 \implies \beta_u = 0,9915 \left\{ \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) ; 0 \right\}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,11 \cdot 10^2}{0,9915 \cdot 37 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 0,79\text{cm}^2.$$

On prend : $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35\text{cm}^2$.

➤ Armatures transversales :**• diamètre minimale**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right\} = \min \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right\} = \min \{ 1,14 ; 3 ; 1,2 \} \implies \varphi_t = 1,14\text{cm}$$

On va prendre le diamètre des armatures des cadres et étriers = **8mm**

• Espacement des armatures transversales (Art 5-1-2.2) :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = \min \{ 0,9 \cdot 37 ; 40\text{cm} \} = \min \{ 33,3 ; 40 \} \implies S_t = 20\text{cm}.$$

- Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :

L'espacement max entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Aux appuis : (Zone nodale) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4} ; 12\varphi_l ; 30\text{cm} \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \cdot 1,2 ; 30 \right\} = \min \{ 10 ; 14,4 ; 30 \} \implies S_t = 10\text{cm}.$$

- En travée : (Zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{40}{2} \implies S_t = 20\text{cm}.$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

On doit vérifier que : $A_{adoptée} \leq A_{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

$$A_{min} = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,8 \text{ cm}^2 < \{A_t; A_a\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Le RPA exige que le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,5\%(b \cdot h_t).$$

$$A_{min} = 0,005 \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

On a : $A_{adoptée} < A_{min} \implies$ Le ferrailage de la poutre palière se fera selon la section minimale.

- $A_t = 3HA16 = 6,02 \text{ cm}^2.$
- $A_a = 3HA16 = 6,02 \text{ cm}^2.$

7-3) Vérifications à l'ELU :➤ **Conditions de non fragilité :** (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_t = 6,02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 6,02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa}\right)$

Avec :

$$V_{max} = 46,50 \text{ ; (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{46,50 \cdot 10^3}{300 \cdot 370} \implies \tau_u = 0,42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Pour les aciers de haute adhérence ;

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \cdot 3,14 \cdot 1,6 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{46,50 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 370 \cdot 150,7} \implies \tau_{se} = 0,92 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :
(Art A.5.1,313/BAEL91 modifié 99)

• Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $V_{max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 370 = 333 \text{ mm}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \cdot 300 \cdot 333 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{25}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 46,50 \text{ KN} < 666 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

• Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq (T_u + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$

$$\left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{1,15}{f_e} = \left(46,50 - \frac{10,11 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 37} \right) \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 6,02 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Longueur de scellement : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour : $\varphi = 1,6 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{1,6 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 56,43 \text{ cm} \implies L_s = 55 \text{ cm.}$$

Pour : $\varphi = 1,6 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{1,6 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 56,43 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 55 \text{ cm}.$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

En travée : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \cdot 55 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 22 \text{ cm}.$

Aux appuis : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \cdot 55 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 22 \text{ cm}.$

7-4) Calcul de la poutre palière à l'ELS :

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \frac{L}{2} = 23,17 \cdot \frac{2,9}{2} \quad \Longrightarrow \quad R_A = R_B = 33,59 \text{ KN/ml}.$$

➤ **Les efforts internes :**

$$T_u = 33,59 \text{ KN/ml}.$$

$$M_s = q_s \frac{L^2}{8} = 23,17 \cdot \frac{2,9^2}{8} \quad \Longrightarrow \quad M_u = 24,35 \text{ KN.m}.$$

➤ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u au niveau des appuis et en travée.

$$M_s^t = 0,85M_s = 0,85 \cdot 24,35 \quad \Longrightarrow \quad M_u^t = 20,69 \text{ KN.m}.$$

$$M_s^a = -0,3M_s = -0,3 \cdot 24,35 \quad \Longrightarrow \quad M_u^a = -7,305 \text{ KN.m}.$$

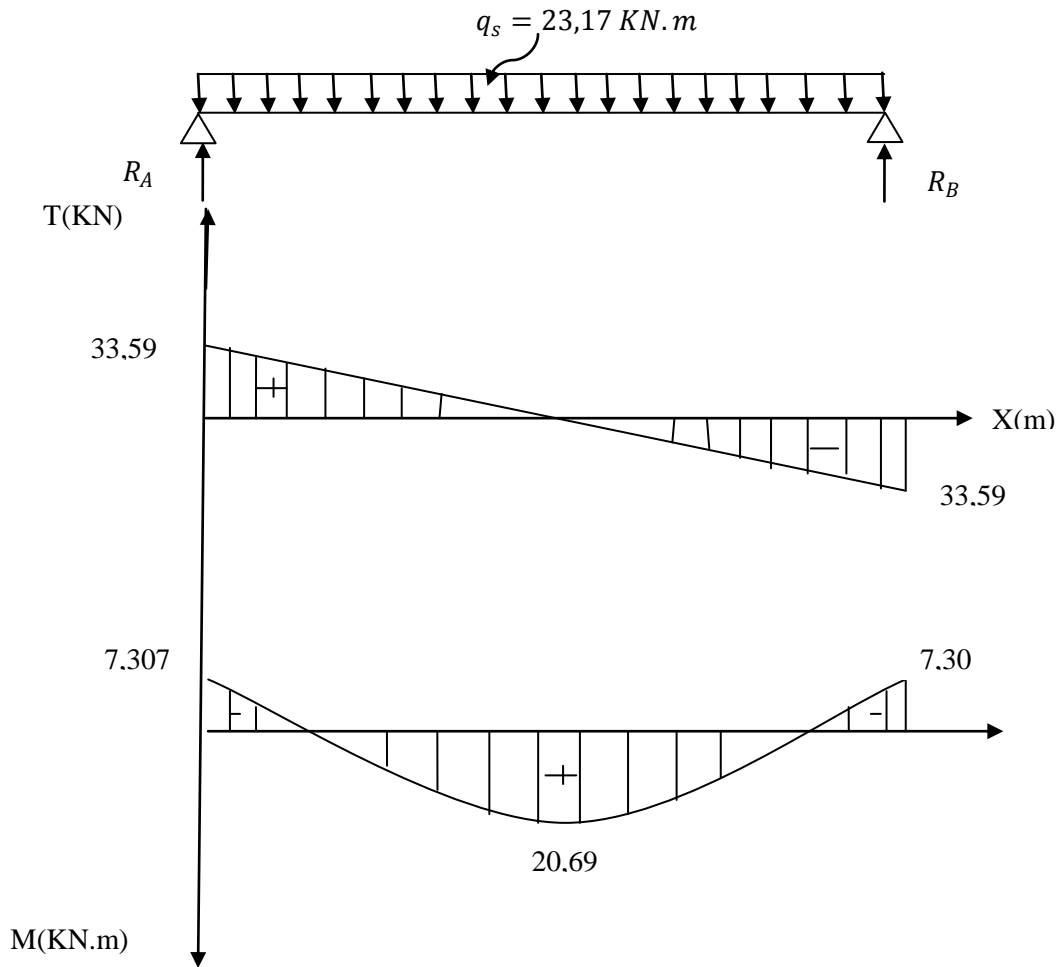


Figure III.40 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

7-5) Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite de la compression du béton et dans l'acier :

▪ En travée

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_t = 3HA16 = 6,02 \text{ cm}^2$

Le moment max en travée adoptée à l'ELS : $M_t^{max} = 20,69 \text{ KN.m}$.

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 602}{30 \cdot 37} \implies \rho_1 = 0,542 \implies \beta_1 = 0,890 \implies K_1 = 30,45$$

$$\sigma_s = \frac{20,69 \cdot 10^6}{0,890 \cdot 370 \cdot 602} \implies \sigma_s = 104,36 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \implies \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 104,36 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton** :(La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{104,36}{30,45} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 3,43 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 3,43 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_a = 3HA16 = 6,02 \text{ cm}^2$

Le moment max adoptée à l'ELS aux appuis : $M_a^{max} = -7,30 \text{ KN.m}$.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 602}{30 \cdot 37} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,542 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,890 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 30,45$$

$$\sigma_s = \frac{7,30 \cdot 10^6}{0,890 \cdot 370 \cdot 602} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 36,82 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 36,82 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton** :(La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{36,82}{30,45} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 1,21 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = 1,21 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation** : (Art. B.6.5.2 BAEL91 modifiée 99)

Avant le calcul de la flèche, on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{10 M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h: La hauteur totale de la section ($h = 40\text{cm}$);

l: La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré ($l = 2,9\text{m}$);

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée ($M_0 = 24,35\text{KN.m}$);

M_t^{ser} : Moment fléchissant maximal en travée ($M_t^{ser} = 20,69\text{KN.m}$);

b: La largeur de la nervure ($b = 30\text{cm}$);

A_t : La section d'armatures tendues ($A_t = 6,02\text{ cm}^2$).

$$1) \frac{h}{l} = \frac{40}{290} = 0,137 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0,137 > \frac{M_t^{ser}}{10M_0} = \frac{20,69}{10 \cdot 24,35} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6,02}{30 \cdot 37} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,089 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Étant donné que les conditions sont tous vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour la poutre palière, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel **ETABS**.

CHAPITRE VI:

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE



IV. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

L'étude dynamique :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique signifie « une variation dans le temps », ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

1) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de cette dernière lors de ces vibrations libres non- amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser.

2) Choix de la méthode de calcul:(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser une des trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2-1) Méthode statique équivalente :

▪ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

▪ Modèle admis par la méthode statique équivalente :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie .Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

▪ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II-a et à 30m en zones II-b et III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes.

Zone II-a: groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA 99 (Art 4.1.2), On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

2-2) Méthode dynamique modale spectrale :**▪ Définition d'un spectre :**

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

▪ Utilisation des spectres de réponses :

La méthode la plus couramment utilisée pour le calcul dynamique des structures est basée sur la définition et l'utilisation des spectres de réponse.

Cette méthode consiste aussi en la recherche du maximum de réponse sur chacun des modes propre, dont on réduit la valeur maximum probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique, et constitue la base des règles parasismiques.

▪ Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

▪ Objectifs de l'analyse spectrale :

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : le coefficient de participation, le coefficient modal, les masses participantes et les masses modales équivalentes.
- Pour chaque direction : les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

❖ Les étapes de la modélisation :

Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003/Art 3.2).
- La structure est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de forte sismicité Zone III.
- La structure à étudiée fait 41,50 m de hauteur (RDC+12 étages), le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

➤ Première étape :

Elle consiste à introduire la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

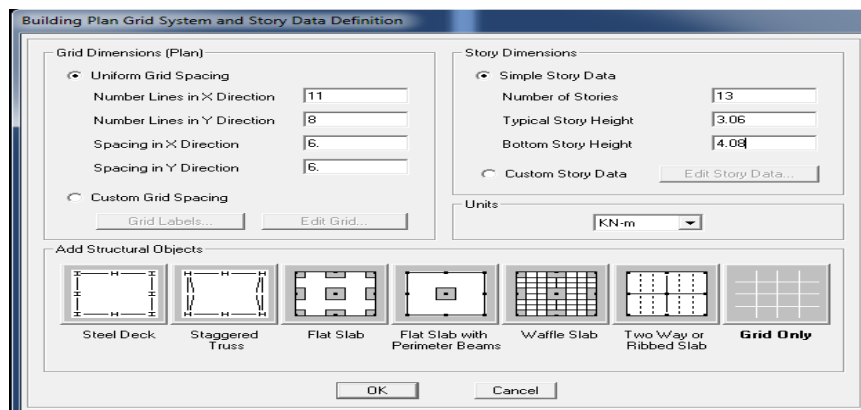


Figure IV.1 : Introduction le nombre de portiques.

➤ Deuxième étape :

Elle consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. Leurs propriétés pour le calcul sont :

- Masse volumique : 0.25 Ton / m³
- Poids volumique : 2.5Ton / m³
- Module d'élasticité : 3216419.5 Ton / m
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- Nuances des aciers FeE400 : 400 MPa

➤ Troisième étape:

C'est l'introduction des coffrages des différents éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...).

▪ Poutres :

- Poutres principales (30x40)
- Poutres secondaires (30x40)

- **Poteaux :**

- $(40 \times 55) \text{cm}^2$ pour le RDC ; 1^{er} et 2^{eme} étage.
- $(40 \times 50) \text{cm}^2$ pour le 3^{eme} ; 4^{eme} et 5^{eme} étage.
- $(35 \times 45) \text{cm}^2$ pour le 6^{eme} ; 7^{eme} et 8^{eme} étage.
- $(30 \times 40) \text{cm}^2$ pour le 9^{eme} ; 10^{eme} et 11^{eme} ; 12^{eme} étage.

- **Voile :**

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 20 cm.

- **Planchers :**

- Dalle pleine : épaisseur de 15 cm.
- Plancher en Corps creux : on utilisera des sections en T pour la modélisation des poutrelles, avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise).

➤ **Quatrième étape :**

On introduit les charges et surcharges appliquées à la structure modélisée (Charges statiques G et Q). Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes T.

➤ **Cinquième étape :**

Elle correspond à la phase d'introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites :
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$.
 - ELS : $G + Q$.
- Combinaisons accidentelles du RPA :
 - $G + Q \pm E$.
 - $0.8G \pm E$.

➤ **Sixième étape :**

On définit les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée. Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations et les planchers sont supposés infiniment rigides. Cette option permet de relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. Le centre du diaphragme correspond au centre de masse ou centre de gravité du plancher.

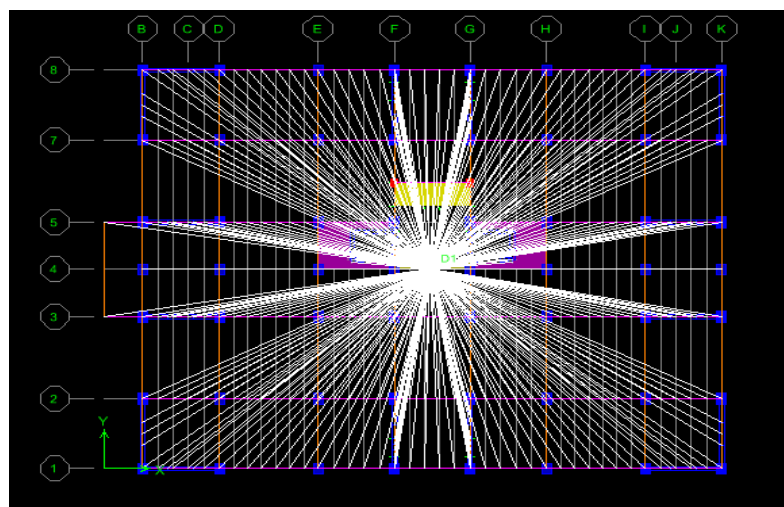


Figure IV.2 : Définition du diaphragme.

➤ **Septième étape :**

On définit la masse sismique qui sera utilisée dans le calcul dynamique en utilisant l'option masse-source.

La masse des planchers est calculée selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99v 2003.

$$M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$$

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i.

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003 → $\beta = 0.2$
(Bâtiments à usage d'habitation).

➤ **Huitième étape :**

Elle consiste à analyser et visualiser des résultats qui permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, Auto CAD, Rob bat et Socotec). Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne Run Analysis.

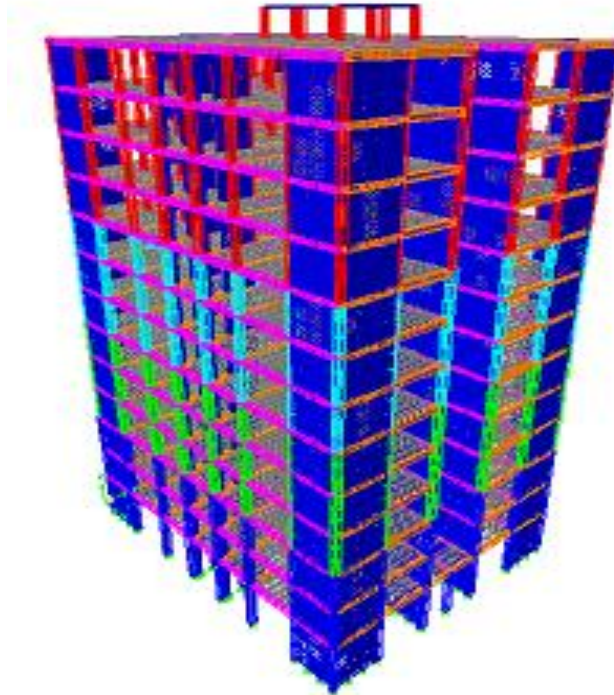


Figure. IV.3 : Modèle 3D de la structure.

▪ **Disposition des voiles :**

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

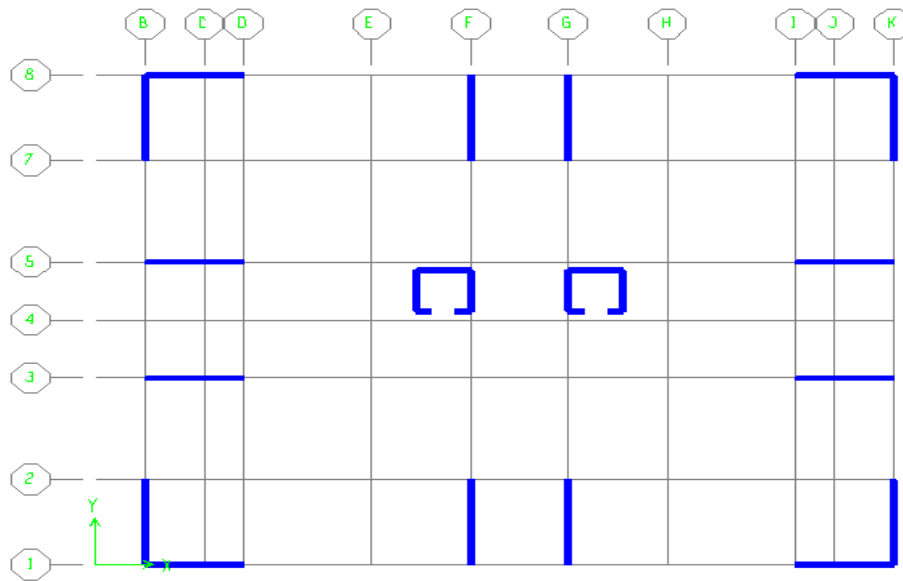


Figure. IV.4 : Disposition des voiles dans la structure.

3) Vérifications réglementaires :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires :

➤ **Nombre de modes à retenir :**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.22	67.9484	0	67.9484	0
2	1.08	0	69.7045	67.9484	69.7045
3	0.97	0.0465	0	67.9949	69.7045
4	0.29	17.7491	0.0002	85.744	69.7047
5	0.28	0.0002	16.95	85.7441	86.6547
6	0.22	0.015	0	85.7591	86.6547
7	0.12	0.0085	6.5311	85.7676	93.1858
8	0.12	6.9188	0.0079	92.6864	93.1937
9	0.095	0.0066	0	92.693	93.1937
10	0.07	0.0001	3.189	92.6931	96.3827
11	0.07	3.4332	0	96.1263	96.3828
12	0.05	0.0039	0.0001	96.1302	96.3828

Tableau IV.1 : Résultats d'analyse dynamique.

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1.22$ s.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99).

➤ **Justification du système de contreventement :**

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales. La stabilité de la structure étudiée est assurée par des portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

- Charges sismique reprises par les voiles :
 - Sens xx : 92.21 %
 - Sens yy : 86.52 %
- Sollicitations dues aux charges verticales :
 - Les voiles : 41.65%
 - Les poteaux : 58.35 %

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20 %des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d’après le **RPA99/2003**le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

➤ **Vérification de l’effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

Si: $V_t < 0.8V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, 4) déplacements, moments...) dans le rapport : $0.8 V_{MSE} / V_t$.

V_t : Effort tranchant à la base obtenue par l’ETABS.

V_{MSE} : Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

Le calcul de l’effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W (\text{Art 4.2.3 RPA99/2003})$$

A: Coefficient d’accélération de zone.

D: Facteur d’amplification dynamique de la structure.

Q: Facteur de qualité.

W: Poids totale de la structure en (KN).

1) Coefficient d’accélération de zone (A) :

Le coefficient (**A**) est donné par le tableau (4-1 RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment :

Groupe	Zone		
	I	II	III
IA	0.12	0.25	0.35
IB	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Tableau IV.2 : Coefficient d’accélération de zone.

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \implies A = 0,25$$

2) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient (**R**) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003)en fonction du système de contreventement (Voile porteur) dont **R = 3, 5**.

3) Facteur d'amplification dynamique moyen(D):

Donné par la formule (4.2 RPA 99/ 2003), fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s. \end{cases}$$

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/version 2003) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.3 : Valeurs de la période caractéristique.

Site meubleS₃ : $\implies T_2 = 0,50 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \text{ (4-3 RPA99/2003)}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donnée par le tableau (4.2 RPA 99/version 2003) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.4 : Valeurs de coefficient d'amortissement critique.

Nous avons un système de contreventement par voiles. $\implies \xi = 10\%$.
On aura donc : $\eta = 0,76 > 0,7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = (C_T \cdot h_N^{3/4}) \text{ (4.6 RPA 99/version 2003)}$$

$h_N = 41.50\text{m}$: La hauteur de la structure à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0.05$: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles).

$$\implies T = 0,82$$

On a: $T_2 = 0.5s \leq T = 0.82 \leq 3s \implies D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$

On aura donc : $D = D_x = D_y = 1,38$

Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003).

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

▪ **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

▪ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment...Condition vérifiée.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

- Pour le contrôle de qualité des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

- Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

<i>Critère q</i>	<i>Pénalité P_q</i>
<i>Condition minimale des files porteuses.</i>	<i>0,05</i>
<i>Redondance en plan.</i>	<i>0,00</i>
<i>Régularité en plan.</i>	<i>0,00</i>
<i>Régularité en élévation.</i>	<i>0,00</i>
<i>Contrôle de la qualité des matériaux.</i>	<i>0,00</i>
<i>Contrôle de la qualité de l'exécution.</i>	<i>0,00</i>

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités P_q.

On a donc : $Q = Q_x = Q_y = 1,05$

4) Poids totale de la structure (W) :

Donné par ETABS : $W = 100\ 893,29\ KN$.

- Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètres	A	R	D	Q	W
Résultats	0.25	3.5	1.38	1.05	100893.29

Tableau IV.6 : Valeurs des résultats obtenus.

✓ Résultats de calcul de l'effort tranchant à la base de la structure :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W = \frac{0,25 \times 1,38 \times 1,05}{3,5} \times 100893,29 \implies V_x = 10442,45\ KN.$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W = \frac{0,25 \times 1,38 \times 1,05}{3,5} \times 100893,29 \implies V_y = 10442,45\ KN.$$

Force sismique				Vérification	
MSE (RPA)		MSM (ETABS)		X	Y
0.8 V_x	0.8 V_y	V_x	V_y		
8353.96	8353.96	8479.84	9170.32	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau IV.7 : Résultats de la vérification de l'effort tranchant.

➤ Vérification du déplacement latéral inter étage : (Art 4.4.3.RPA99 modifié 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement $R = 3,5$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k - 1) est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (Art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous : show table → displacements → diplacements data → Story Drifts (Sous la combinaison E).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Hauteur (m)	1% h_e (m)	R	Sens X-X			Observation
				U_x	R. U_x	Δ_x	
13	3,06	0,0306	3,5	0.0611	0.21385	0.01855	vérifiée
12	3,06	0,0306	3,5	0.0558	0.1953	0.0189	vérifiée
11	3,06	0,0306	3,5	0.0504	0.1764	0.0196	vérifiée
10	3,06	0,0306	3,5	0.0448	0.1568	0.01995	vérifiée
09	3,06	0,0306	3,5	0.0391	0.13685	0.01995	vérifiée
08	3,06	0,0306	3,5	0.0334	0.1169	0.0196	vérifiée
07	3,06	0,0306	3,5	0.0278	0.0973	0.01925	vérifiée
06	3,06	0,0306	3,5	0.0223	0.07805	0.01855	vérifiée
05	3,06	0,0306	3,5	0.017	0.0595	0.0168	vérifiée
04	3,06	0,0306	3,5	0.0122	0.0427	0.01505	vérifiée
03	3,06	0,0306	3,5	0.0079	0.02765	0.0126	vérifiée
02	3,06	0,0306	3,5	0.0043	0.01505	0.00945	vérifiée
01	4,08	0,0408	3,5	0.0016	0.0056	0.0056	vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.

Niveau	Hauteur (m)	1% h_e (m)	R	Sens Y-Y			Observation
				U_y	R. U_y	Δ_y	
13	3,06	0,0306	3,5	0.0513	0.21385	0.014	vérifiée
12	3,06	0,0306	3,5	0.0473	0.1953	0.01505	vérifiée
11	3,06	0,0306	3,5	0.043	0.1764	0.0154	vérifiée
10	3,06	0,0306	3,5	0.0386	0.1568	0.01575	vérifiée
09	3,06	0,0306	3,5	0.0341	0.13685	0.01645	vérifiée
08	3,06	0,0306	3,5	0.0294	0.1169	0.01645	vérifiée
07	3,06	0,0306	3,5	0.0247	0.0973	0.01645	vérifiée
06	3,06	0,0306	3,5	0.02	0.07805	0.01575	vérifiée
05	3,06	0,0306	3,5	0.0155	0.0595	0.0147	vérifiée
04	3,06	0,0306	3,5	0.0113	0.0427	0.0133	vérifiée
03	3,06	0,0306	3,5	0.0075	0.02765	0.01155	vérifiée
02	3,06	0,0306	3,5	0.0042	0.01505	0.00875	vérifiée
01	4,08	0,0408	3,5	0.0017	0.0056	0.00595	vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Conclusion:

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

➤ **Justification vis à vis de l'effet(P- Δ):**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \text{ (Art 5.9. RPA 99 modifié 2003)}$$

Avec :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k - 1$ » ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k » ;

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - k)$.

- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans les tableaux suivants :

Niveau	P_k	h_k	Sens X-X			Observation
			Δ_x	V_x	θ_x	
13	7491.62	3,06	0.01855	1612.67	0.0281613	vérifiée
12	14970.2	3,06	0.0189	2862.8	0.0322981	vérifiée
11	22448.77	3,06	0.0196	3762.7	0.03821445	vérifiée
10	29927.35	3,06	0.01995	4473.03	0.04362023	vérifiée
09	37560.84	3,06	0.01995	5078.26	0.04822162	vérifiée
08	45194.32	3,06	0.0196	5610.54	0.05159574	vérifiée
07	52827.81	3,06	0.01925	6114.51	0.05435134	vérifiée
06	60636.11	3,06	0.01855	6623.87	0.05549349	vérifiée
05	68445.17	3,06	0.0168	7114.59	0.05281786	vérifiée
04	76254.22	3,06	0.01505	7559.19	0.04961394	vérifiée
03	84145.9	3,06	0.0126	7960.06	0.0435277	vérifiée
02	92038.63	3,06	0.00945	8285.23	0.03430646	vérifiée
01	100893.29	4,08	0.0056	8479.84	0.0941871	vérifiée

Tableau IV.10 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens X-X.

Niveau	P_k	h_k	Sens Y-Y			Observation
			Δ_y	V_y	θ_y	
13	7491.62	3,06	0.014	1636.68	0.02094202	vérifiée
12	14970.2	3,06	0.01505	2974.18	0.02475571	vérifiée
11	22448.77	3,06	0.0154	3991.34	0.02830565	vérifiée
10	29927.35	3,06	0.01575	4819.44	0.03196177	vérifiée
09	37560.84	3,06	0.01645	5532.5	0.0364971	vérifiée
08	45194.32	3,06	0.01645	6157.69	0.03945577	vérifiée
07	52827.81	3,06	0.01645	6729.94	0.04219839	vérifiée
06	60636.11	3,06	0.01575	7282.34	0.04285678	vérifiée
05	68445.17	3,06	0.0147	7798.56	0.0421623	vérifiée
04	76254.22	3,06	0.0133	8254.91	0.04014965	vérifiée
03	84145.9	3,06	0.01155	8655.68	0.03669377	vérifiée
02	92038.63	3,06	0.00875	8976.91	0.0293177	vérifiée
01	100893.29	4,08	0.00595	9170.34	0.01604478	vérifiée

Tableau IV.11 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :**

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de (40x55) :

$N_d = 2169,3 \text{ KN}$.

$$v = \frac{2169,3}{0,55 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 10^3} = 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

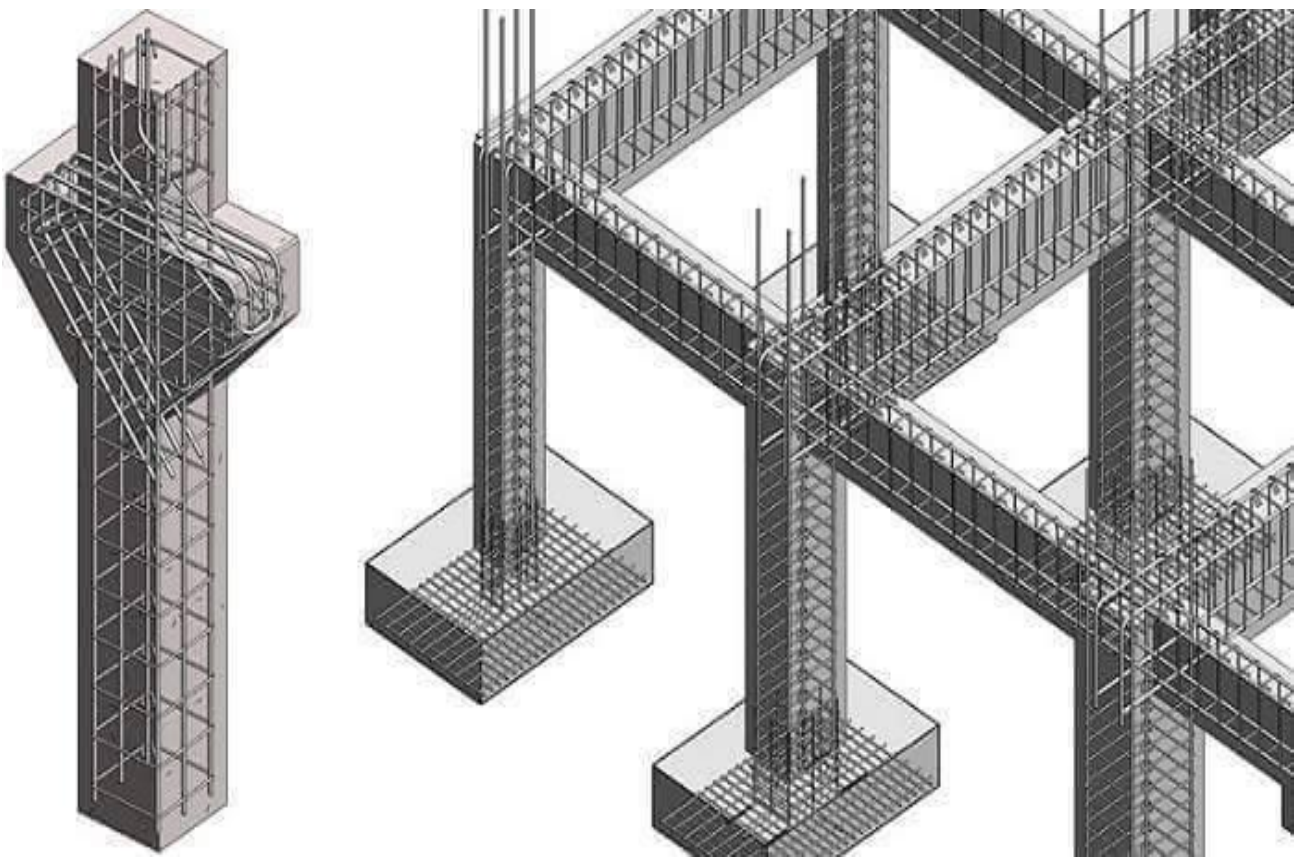
Conclusion :

- ✓ Pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- ✓ L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage des éléments de la structure.

CHAPITRE V:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \quad \Longrightarrow \quad \text{À l'ELU.}$$

$$G + Q \quad \Longrightarrow \quad \text{À l'ELS.}$$

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{RPA révisé 2003.}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

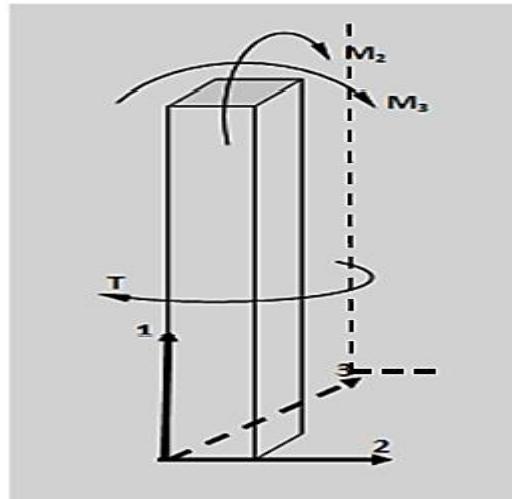


Figure V.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les poteaux.

1) Recommandations du RPA:

a) Les armatures longitudinales: (Art.7.5.2RPA99 modifié 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés en zone sismique (III) par rapport à la section du béton sont :

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures sera : 0,9% $b \cdot h$:**

- Poteau(40x55) : RDC ; Etage 1 et 2: $A_{min} = 0,009 * 40 * 55 = 19,8cm^2$.
- Poteau(40x50): Etage 3 ; 4 et 5: $A_{min} = 0,009 * 40 * 50 = 18cm^2$.
- Poteau(35x45): Etage 6 ; 7 et 8: $A_{min} = 0,009 * 35 * 45 = 14,175cm^2$.
- Poteau(30x40): Etage 9 ; 10 ; 11 et 12: $A_{min} = 0,009 * 30 * 40 = 10,8cm^2$.

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera : 6% $b \cdot h$:**

- Poteau (40x55) : RDC ; Etage 1 et 2: $A_{max} = 0,06 * 40 * 55 = 132cm^2$.
- Poteau (40x50): Etage 3 ; 4 et 5: $A_{max} = 0,06 * 40 * 50 = 120cm^2$.
- Poteau (35x45): Etage 6 ; 7 et 8: $A_{max} = 0,06 * 35 * 45 = 94,5cm^2$.
- Poteau (30x40): Etage 9 ; 10 ; 11 et 12: $A_{max} = 0,06 * 30 * 40 = 72cm^2$.

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera : 4% $b \cdot h$:**

- Poteau (40x55) : RDC ; Etage 1 et 2: $A_{max} = 0,04 * 40 * 55 = 88cm^2$.
- Poteau (40x50): Etage 3 ; 4 et 5: $A_{max} = 0,04 * 40 * 50 = 80cm^2$.
- Poteau (35x45): Etage 6 ; 7 et 8: $A_{max} = 0,04 * 35 * 45 = 63cm^2$.
- Poteau (30x40): Etage 9 ; 10 ; 11 et 12: $A_{max} = 0,04 * 30 * 40 = 48cm^2$.

- Le diamètre minimal est de : 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone (III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm zone (III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

$b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau ;

h_e : La hauteur du poteau ;

$b; d$: Les dimensions de la section transversale de la poutre.

b) Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales :

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (Art 7.4.2.2RPA 99 modifié 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400 MP_a$;

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 :

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} ; \quad \text{En \% ; elle est donnée comme suit :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ Si } : \lambda_g \geq 5. \\ 0,8 \% \text{ Si } : \lambda_g \leq 3. \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

- **Calcul d'élanement géométrique :**

$$\lambda_g = \left[\frac{L_f}{i} \right]; i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

b; d: Les dimensions de la section du poteau ;

$L_f = 0.7h_0$: longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10t$ minimum.

2) Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Les armatures longitudinales :**

✓ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

✓ **Calcul du centre de pression :**

Deux cas peuvent se présenter : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_f > \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

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

M_f : Moment fictif.

- **Calcul des armatures :**

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

- ✓ **Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ \implies la section est simplement armée.**

$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta \implies A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

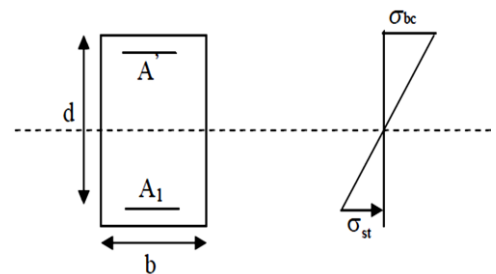


Figure V.2 : Section de ferrailage.

✓ Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée.

On calcule : $M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_\gamma \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

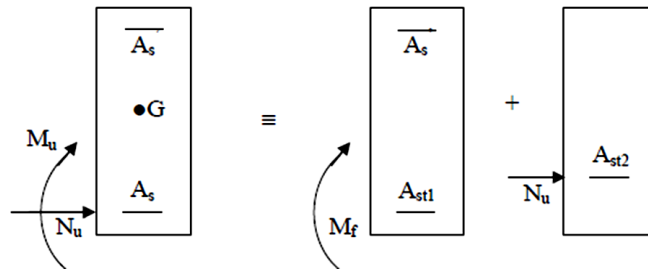


Figure V.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C).

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_f \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad N_u \cdot (d - c') - M_f > (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ Si : $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$.

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$; f_{bc} en (MPa) et M en (N.m).

✓ Si : $N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B**: Aire de la section du béton seul ;

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque:

Nous allons ferrailer par zone car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : RDC, 1er et 2eme étage.
- **Zone II** : 3^{eme}; 4^{eme} et 5^{eme} étage.
- **Zone III** : 6^{eme}; 7^{eme} et 8^{eme} étage.
- **Zone IV** : 9^{eme}; 10^{eme}; 11^{eme} et 12^{eme} étage.

Situation	Béton			Acier		
	γ_d	$f_{c28}(MP_a)$	$f_{bc}(MP_a)$	γ_s	$f_e(MP_a)$	$\sigma_s(MP_a)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

❖ Les efforts dans les poteaux :

Zone	Sens	Combinaisons	Effort (N)	Moment (M)
Zone I	X-X	ELU	$N_x = -2977.48$	$M_x^{cor} = -8.634$
			$N_x^{cor} = -2016.81$	$M_x^{max} = -39.401$
		GQE	$N_x = -2169.3$	$M_x^{cor} = -6.274$
			$N_x^{cor} = -1469.81$	$M_x^{max} = -28.637$
		0.8GE	$N_x = -1706.94$	$M_x^{cor} = -29.701$
			$N_x^{cor} = -921.36$	$M_x^{max} = -102.739$
	Y-Y	ELU	$N_y = -2977.48$	$M_y^{cor} = -3.676$
			$N_y^{cor} = -1717.09$	$M_y^{max} = -41.107$
		GQE	$N_y = -2169.3$	$M_y^{cor} = -2.671$
			$N_y^{cor} = -1252.89$	$M_y^{max} = -9.868$
0.8GE	$N_y = -1706.94$	$M_y^{cor} = -29.701$		
	$N_y^{cor} = -835.2$	$M_y^{max} = -35.974$		
Zone II	X-X	ELU	$N_x = -2130.85$	$M_x^{cor} = -34.409$
			$N_x^{cor} = -1343.36$	$M_x^{max} = -57.445$
		GQE	$N_x = -1552.65$	$M_x^{cor} = -25.003$
			$N_x^{cor} = -979.24$	$M_x^{max} = -41.759$
		0.8GE	$N_x = -1212.9$	$M_x^{cor} = -44.105$
			$N_x^{cor} = -674.37$	$M_x^{max} = -143.328$
	Y-Y	ELU	$N_y = -2130.85$	$M_y^{cor} = -18.615$
			$N_y^{cor} = -1101.39$	$M_y^{max} = -53.411$
		GQE	$N_y = -1552.65$	$M_y^{cor} = -13.527$
			$N_y^{cor} = -803.6$	$M_y^{max} = -38.811$
0.8GE	$N_y = -1212.9$	$M_y^{cor} = -23.64$		
	$N_y^{cor} = -460.08$	$M_y^{max} = -43.016$		

Tableau V.2 : Les efforts dans les poteaux des zones (I et II).

Zone	Sens	Combinaisons	Effort (N)	Moment (M)
Zone III	X-X	ELU	$N_x = -1418.14$	$M_x^{cor} = -33.725$
			$N_x^{cor} = -790.92$	$M_x^{max} = -60.59$
		GQE	$N_x = -1033.55$	$M_x^{cor} = -24.509$
			$N_x^{cor} = -576.86$	$M_x^{max} = -44.054$
		0.8GE	$N_x = -775.48$	$M_x^{cor} = -35.399$
			$N_x^{cor} = -131.299$	$M_x^{max} = -422.07$
	Y-Y	ELU	$N_y = -1418.14$	$M_y^{cor} = -21.812$
			$N_y^{cor} = -659.78$	$M_y^{max} = -58.743$
		GQE	$N_y = -1033.55$	$M_y^{cor} = -15.851$
			$N_y^{cor} = -481.5$	$M_y^{max} = -42.692$
0.8GE	$N_y = -775.48$	$M_y^{cor} = -26.111$		
	$N_y^{cor} = -268.36$	$M_y^{max} = -43.112$		
Zone IV	X-X	ELU	$N_x = -788.22$	$M_x^{cor} = -31.146$
			$N_x^{cor} = -167.64$	$M_x^{max} = -56.852$
		GQE	$N_x = -574.87$	$M_x^{cor} = -22.64$
			$N_x^{cor} = -123.24$	$M_x^{max} = -41.376$
		0.8GE	$N_x = -426.37$	$M_x^{cor} = -86.176$
			$N_x^{cor} = -117.44$	$M_x^{max} = -101.566$
	Y-Y	ELU	$N_y = -788.22$	$M_y^{cor} = -21.769$
			$N_y^{cor} = -117.53$	$M_y^{max} = -64.144$
		GQE	$N_y = -574.87$	$M_y^{cor} = -15.823$
			$N_y^{cor} = -86.15$	$M_y^{max} = -46.67$
0.8GE	$N_y = -426.37$	$M_y^{cor} = -13.935$		
	$N_y^{cor} = -89.51$	$M_y^{max} = -38.209$		

Tableau V.3 : Les efforts dans les poteaux des zones (III et IV).

3) Ferraillage des poteaux :

❖ Exemple de calcul : Pot (55*40)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8,634 \times 10^2}{2977,48} = 0,289 \text{ cm.}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{55}{2} - 2\right) = 25,5 \text{ cm.} \quad \implies \quad e_u = 0,289 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 25,5 \text{ cm}$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,02) \times 0,4 \times 0,55^2 \times 14200$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 290,63 \text{ KN.m.}$$

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) = 8,634 + 2977,48 \times (0,255) = 767,89 \text{ KN.m.}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 2977,48 \times (0,53 - 0,02) - 767,89 = 750,62 \text{ KN.m.}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 750,62 \text{ KN.m.}$$

On a trouvé que : $290,63 \text{ KN.m} < 750,62 \text{ KN.m} \implies \text{SEC}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$.

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{2977,48 \times 0,51 - 100 \times 8,634}{100 \times 0,4 \times 0,55^2 \times 14200}}{0,8571 - \frac{0,02}{0,55}} = 0,43.$$

$$A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{2977,48 - 100 \times 0,43 \times 0,4 \times 0,55 \times 14200}{100 \times 348000} = -37,7 \text{ cm}^2 < 0$$

On a : $A_1 = A_2 = 0$; donc on adoptera le ferrailage minimal, : $A_{min} = 18,9 \text{ cm}^2$.

Les résultats de ferrailages calculés à l'aide de l'application SOCOTEC sont exposés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Section (bxh) (cm ²)	OBC	A _s ^{inf} (cm ²)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
Zone I	X-X	N _x = -2977.48	M _x ^{cor} = -8.634	(40x55)	SEC	0	0	0	19.8	28.65	4HA20 + 8HA16
		N _x = -1706.94	M _x ^{cor} = -29.701		SEC	0	0				
		N _x ^{cor} = -921.36	M _x ^{max} = -102.739		SPC	0	0				
	Y-Y	N _y = -2977.48	M _y ^{cor} = -3.676		SEC	0	0	0			
		N _y = -1706.94	M _y ^{cor} = -29.701		SEC	0	0				
		N _y ^{cor} = -1717.09	M _y ^{max} = -41.107		SPC	0	0				
Zone II	X-X	N _x = -2130.85	M _x ^{cor} = -34.409	(40x50)	SEC	0	0	0.41	18	24.87	4HA20 + 8HA14
		N _x = -1212.9	M _x ^{cor} = -44.105		SEC	0	0				
		N _x ^{cor} = -674.37	M _x ^{max} = -143.328		SPC	0.41	0				
	Y-Y	N _y = -2130.85	M _y ^{cor} = -18.615		SEC	0	0	0			
		N _y = -1212.9	M _y ^{cor} = -23.64		SPC	0	0				
		N _y ^{cor} = -1101.39	M _y ^{max} = -53.411		SPC	0	0				
Zone III	X-X	N _x = -1418.14	M _x ^{cor} = -33.725	(35x45)	SEC	0	0	3.59	14.17	15.71	4HA20 + 6HA14
		N _x = -775.48	M _x ^{cor} = -35.399		SPC	0	0				
		N _x ^{cor} = -422.07	M _x ^{max} = -131.299		SPC	3.59	0				
	Y-Y	N _y = -1418.14	M _y ^{cor} = -21.812		SEC	0	0	0			
		N _x = -775.48	M _x ^{cor} = -26.111		SPC	0	0				
		N _x ^{cor} = -268.36	M _x ^{max} = -43.112		SPC	0	0				
Zone IV	X-X	N _x = -788.22	M _x ^{cor} = -31.146	(30x40)	SEC	0	0	5.9	10.8	14.19	4HA14 + 4HA14
		N _x = -426.37	M _x ^{cor} = -86.176		SPC	1.5	0				
		N _x ^{cor} = -117.44	M _x ^{max} = -101.566		SPC	5.9	0				
	Y-Y	N _y = -788.22	M _y ^{cor} = -21.769		SEC	0	0	3.62			
		N _y = -426.37	M _y ^{cor} = -13.935		SPC	0	0				
		N _y ^{cor} = -117.53	M _y ^{max} = -64.144		SPC	3.62	0				

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

4) Vérification à l'ELU:

➤ **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux.

• **Diamètre des armatures transversales : (Art .8.1,3/BAEL91modifiées 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t^{min} = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67mm. \quad \text{Soit : } \phi_t^{min} = 8mm.$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

• **Sections des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

- **Espacement des armatures transversales : (Art.7.4.2.2/RPA99version2003)**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales dans la (Zone III)est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10cm$. $\implies S_t = 10cm$.
- Dans la zone courante : $S_t \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l) = \min(30/2 ; 40/2 ; 10 * 1,4)$.
 $\implies S_t = 15cm$.

Avec : $\phi_l = 14mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Calcul de l'élanement λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^2}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \implies \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} 0,7l_0$$

$$\text{Avec : } l_0 = L_f = \begin{cases} 4,08 & \text{RDC.} \\ 3,06 & \text{Etage courant.} \end{cases} \implies \begin{cases} 2,856 \text{ m.} \\ 2,142 \text{ m.} \end{cases}$$

- **Poteau (40x55) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,55} * 0,7 * 4,08 = 17,98 > 5$ (RDC)
 $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,55} * 0,7 * 3,06 = 13,49 > 5$. (Etage courant)
- **Poteau (40x50) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,50} * 0,7 * 3,06 = 14,84 > 5$.
- **Poteau (35x45) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,45} * 0,7 * 3,06 = 16,48 > 5$.
- **Poteau (3x40) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,40} * 0,7 * 3,06 = 18,55 > 5$.

On a pour toutes les sections : $\lambda_g > 5$. $\implies \frac{A_t}{b \cdot S_t} = 30\%$

❖ **Exemple de calcul : Pot (40x55) :**

Zone nodale : $A_s^{min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 * 40 * 10 = 1,20cm^2$.

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 * 47,34 * 10}{55 * 400 * 10^{-1}} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

Zone courante : $A_s^{min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \cdot 40 \cdot 14 = 1,68 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 \cdot 47,34 \cdot 14}{55 \cdot 400 \cdot 10^{-1}} = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Zone I		Zone II	Zone III	Zone VI
	RDC	Etage courant			
Efforts tranchants (KN)	$V_2 = 47,34$	$V_2 = 47,34$	$V_2 = 53,36$	$V_2 = 58,5$	$V_2 = 56,56$
	$V_3 = 64,35$	$V_3 = 64,35$	$V_3 = 95,6$	$V_3 = 88,37$	$V_3 = 70,44$
Elancement géométrique λ_g	17,98	13,49	14,84	16,48	18,55
Coefficient correcteur ρ_a	2,5		2,5	2,5	2,5
A_t zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)	0,53		0,66	0,81	0,88
	0,73		1,195	1,22	1,10
A_t zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$)	0,75		0,93	1,13	1,23
	1,02		1,673	1,71	1,54
A_s^{min} zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)	1,20		1,2	1,05	0,9
A_s^{min} zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$)	1,68		1,68	1,47	1,26
Section adoptée $A_s^{adoptée}$ (cm^2)	4,71		4,71	4,71	3,02
Le choix de la section	6T10		6T10	6T10	6T8

Tableau V.5 : Les sections transversales et leur espacement.

Remarque :

La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

➤ Longueur d'ancrage: (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour : $\varphi = 2 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 70,54 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 70 \text{ cm.}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 70 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 28 \text{ cm.}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4MPa\right)$

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5MPa\right) = \min(3,33MPa; 5MPa) \implies \bar{\tau}_u = 3,33MPa.$$

❖ **Exemple de calcul : Pot (40x55)** :

$V_{max} = 64,35KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{64,35 \cdot 10^3}{400 \cdot (0,9 \cdot 550)} \implies \tau_u = 0,325MPa.$$

$$\tau_u = 0,325MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	(40x55)	$V_2 = 47,34$	40	49,5	0,239	3,33	Vérifiée
		$V_3 = 64,35$			0,325		Vérifiée
Zone II	(40x50)	$V_2 = 53,36$	40	45	0,296		Vérifiée
		$V_3 = 95,6$			0,531		Vérifiée
Zone III	(35x45)	$V_2 = 58,5$	35	40,5	0,412		Vérifiée
		$V_3 = 88,37$			0,623		Vérifiée
Zone IV	(30x40)	$V_2 = 56,56$	30	36	0,523		Vérifiée
		$V_3 = 70,44$			0,652		Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

➤ **Délimitation de la zone nodale** :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$$

- Poteau (40x55) :

$$h' = \max\left(\frac{408}{6} = 68; 40; 55; 60cm\right) = 68 cm. (RDC).$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6} = 51; 40; 55; 60cm\right) = 60 cm. (Etage courant).$$

- Poteau (40x50) :

$$h' = \max\left(\frac{306}{6} = 51; 40; 50; 60cm\right) = 60 cm.$$

- Poteau (35x45) :

$$h' = \max\left(\frac{306}{6} = 51; 35; 45; 60cm\right) = 60 cm.$$

- Poteau (30x40) :

$$h' = \max\left(\frac{306}{6} = 51; 30; 40; 60cm\right) = 60 cm.$$

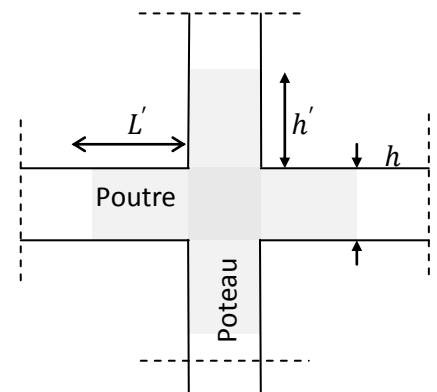


Figure V.4 : Délimitation de la zone nodale.

5) Vérification à l'ELS :**➤ Condition de non fragilité: (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

O doit vérifier que : $A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$

❖ Exemple de calcul : Pot (40*55) :

$$A_s = 28,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 40 \times 55 = 2,656 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 28,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,656 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Niveaux	Sens	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	e_s	OBS	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Observation
Zone I	X-X	$N_{max} = -2169.3$	$M_x^{cor} = -6.274$	0,0028	SEC	2,656	28.65	Vérifiée
		$N_{min} = -99.07$	$M_x^{cor} = -14.966$	0,1510	SPC			Vérifiée
		$N_x^{cor} = -1469.81$	$M_x^{max} = -28.637$	0,0194	SPC			Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -2169.3$	$M_y^{cor} = -2.671$	0,0012	SEC			Vérifiée
		$N_{min} = -99.07$	$M_y^{cor} = -0.253$	0,0025	SPC			Vérifiée
		$N_y^{cor} = -252.81$	$M_y^{max} = -29.868$	0,0203	SPC			Vérifiée
Zone II	X-X	$N_{max} = -1552.65$	$M_x^{cor} = -25.003$	0,0161	SEC	2,415	24.87	Vérifiée
		$N_{min} = -430.52$	$M_x^{cor} = -14.338$	0,0333	SPC			Vérifiée
		$N_x^{cor} = -979.24$	$M_x^{max} = -41.756$	0,0426	SPC			Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -1552.65$	$M_y^{cor} = -13.527$	0,0087	SEC			Vérifiée
		$N_{min} = -430.52$	$M_y^{cor} = -15.286$	0,0355	SPC			Vérifiée
		$N_y^{cor} = -803.6$	$M_y^{max} = -38.811$	0,0482	SPC			Vérifiée
Zone III	X-X	$N_{max} = -1033.55$	$M_x^{cor} = -24.509$	0,0237	SEC	1,902	15.71	Vérifiée
		$N_{min} = -218.69$	$M_x^{cor} = -14.742$	0,0674	SPC			Vérifiée
		$N_x^{cor} = -576.86$	$M_x^{max} = -44.054$	0,0763	SPC			Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -1033.55$	$M_y^{cor} = -15.851$	0,0153	SEC			Vérifiée
		$N_{min} = -218.69$	$M_x^{cor} = -14.682$	0,0671	SPC			Vérifiée
		$N_x^{cor} = -481.5$	$M_x^{max} = -42.692$	0,0886	SPC			Vérifiée
Zone IV	X-X	$N_{max} = -574.87$	$M_x^{cor} = -22.64$	0,0393	SEC	1,449	14.19	Vérifiée
		$N_{min} = -26.38$	$M_x^{cor} = -0.364$	0,0137	SPC			Vérifiée
		$N_x^{cor} = -123.24$	$M_x^{max} = -41.376$	0,3357	SPC			Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -574.87$	$M_y^{cor} = -15.823$	0,0275	SEC			Vérifiée
		$N_{min} = -26.38$	$M_y^{cor} = -8.072$	0,3059	SPC			Vérifiée
		$N_y^{cor} = -86.15$	$M_y^{max} = -46.67$	0,5417	SPC			Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de non fragilité.

❖ **Exemple de calcul : Pot (40x55) :**

Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

$$N_{max} = -2169.3 \text{ KN} \implies M_x^{cor} = -6.274 \text{ KN.m} \implies e_s = \frac{M_x^{cor}}{N_{max}} = 0.0028$$

$$A_{min} = \frac{0,23 * 2,1}{400} * 40 * 53 = 2,55 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 28,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,559 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier :**• **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée .

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \cdot l_c^2 - 6n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \cdot l_c^3 - 6n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0: t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta < 0$: L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\alpha = a \cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique.

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s(0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15[A'_s(0,5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} ; \text{ Au niveau de la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I} ; \text{ Au niveau de la fibre inférieure.}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Niveaux	Sens	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN. m)	e_s	OBS	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Zone I	X-X	$N_{max} = -2169.3$	$M_x^{cor} = -6.274$	0,0028	SEC	7.25	6.94	15	108.5	104.2	348	Vérifiée
		$N_{min} = -99.07$	$M_x^{cor} = -14.966$	0,1510	SPC	0.69	0		10	-0.33		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -1469.81$	$M_x^{max} = -28.637$	0,0194	SPC	5.51	4.1		81.9	62.2		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -2169.3$	$M_y^{cor} = -2.671$	0,0012	SEC	7.16	7.02		107.3	105.4		Vérifiée
		$N_{min} = -99.07$	$M_y^{cor} = -0.253$	0,0025	SPC	0.33	0.32		4.94	4.77		Vérifiée
		$N_y^{cor} = -252.81$	$M_y^{max} = -29.868$	0,0203	SPC	4.83	3.36		71.1	51.2		Vérifiée
Zone II	X-X	$N_{max} = -1552.65$	$M_x^{cor} = -25.003$	0,0161	SEC	6.42	4.88	15	95.4	74.2	348	Vérifiée
		$N_{min} = -430.52$	$M_x^{cor} = -14.338$	0,0333	SPC	2.01	1.13		29.6	17.4		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -979.24$	$M_x^{max} = -41.756$	0,0426	SPC	3.71	3.42		55.5	51.5		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -1552.65$	$M_y^{cor} = -13.527$	0,0087	SEC	6.07	5.24		90.6	79.1		Vérifiée
		$N_{min} = -430.52$	$M_y^{cor} = -15.286$	0,0355	SPC	2.04	1.1		30	17		Vérifiée
		$N_y^{cor} = -803.6$	$M_y^{max} = -38.811$	0,0482	SPC	4.12	1.73		60.4	27.4		Vérifiée
Zone III	X-X	$N_{max} = -1033.55$	$M_x^{cor} = -24.509$	0,0237	SEC	6.24	3.86	15	92	59.5	348	Vérifiée
		$N_{min} = -218.69$	$M_x^{cor} = -14.742$	0,0674	SPC	1.78	0.35		25.8	6.26		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -576.86$	$M_x^{max} = -44.054$	0,0763	SPC	4.96	0.68		71.5	13.1		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -1033.55$	$M_y^{cor} = -15.851$	0,0153	SEC	5.82	4.28		86.3	65.3		Vérifiée
		$N_{min} = -218.69$	$M_x^{cor} = -14.682$	0,0671	SPC	1.78	0.36		25.8	6.3		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -481.5$	$M_x^{max} = -42.692$	0,0886	SPC	4.42	0.28		63.6	6.99		Vérifiée
Zone IV	X-X	$N_{max} = -574.87$	$M_x^{cor} = -22.64$	0,0393	SEC	5.06	2.02	15	73.6	32.5	348	Vérifiée
		$N_{min} = -26.38$	$M_x^{cor} = -0.364$	0,0137	SPC	0.19	0.14		2.76	2.1		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -123.24$	$M_x^{max} = -41.376$	0,3357	SPC	3.85	0		52.1	-4.89		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -574.87$	$M_y^{cor} = -15.823$	0,0275	SEC	4.6	2.47		67.4	38.7		Vérifiée
		$N_{min} = -26.38$	$M_y^{cor} = -8.072$	0,3059	SPC	0.76	0		10.4	-8.94		Vérifiée
		$N_y^{cor} = -86.15$	$M_y^{max} = -46.67$	0,5417	SPC	4.07	0		53.9	-69.3		Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables.

- ELU (1.35G+1.5Q)
- Accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99 modifié en 2003.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

Les résultats donnés dans les tableaux sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions les plus défavorables en considérant la convention suivante :

M_3^+ (max) : Moments en travée

M_3^- (min) : Moments aux appuis

- Avec :
- Zone I** \implies RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages
 - Zone II** \implies 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages
 - Zone III** \implies 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages
 - Zone IV** \implies 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étages

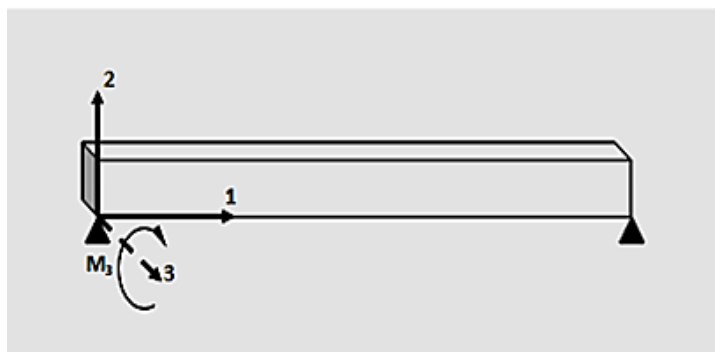


Figure V.5 : La convention de signes pour les efforts internes dans les poutres.

1) Recommandations du RPA : (Art 7.5.2 RPA 99/modifié 2003)

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

- **Pourcentage total minimum en toute section : $A_{min} = 0,5\%bh$**
 - Poutres principales de $(30 * 40)cm^2$: $A_{min} = 0,5\% * 30 * 40 = 6 cm^2$
 - Poutres secondaires de $(30 * 40)cm^2$: $A_{min} = 0,5\% * 30 * 40 = 6 cm^2$
 -
- **Pourcentage total maximum en zone courante : $A_{max} = 4\%bh$**
 - Poutres principales de $(30 * 40)cm^2$: $A_{max} = 4\% * 30 * 40 = 48 cm^2$
 - Poutres secondaires de $(30 * 40)cm^2$: $A_{max} = 4\% * 30 * 40 = 48 cm^2$

➤ **Pourcentage total maximum en zone recouvrement : $A_{max} = 6\%bh$**

- Poutres principales de $(30 * 40)cm^2 : A_{max} = 6\% * 30 * 40 = 72 cm^2$
- Poutres secondaires de $(30 * 40)cm^2 : A_{max} = 6\% * 30 * 40 = 72 cm^2$
- ❖ La longueur de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \quad \text{en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad ; \text{ En zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

-Les premières armatures transversales doivent être disposée à $5cm$ au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Dispositions constructives :**

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.
- À $\frac{1}{4}$ 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.

❖ Les efforts internes dans les poutres :

<i>Poutres Principales</i>				
<i>Zones</i>	<i>Combinaisons</i>	<i>Moments fléchissant</i>	V_2	M_3
I	ELU	<i>Travée</i>	140.59	61.264
		<i>A.sup</i>		-98.644
	GQE	<i>Travée</i>	102.16	44.516
		<i>A.sup</i>		-71.845
		<i>A.inf</i>		44.516
	0.8GE	<i>Travée</i>	126.73	96.96
		<i>A.sup</i>		-150.385
		<i>A.inf</i>		96.96
	II	ELU	<i>Travée</i>	152.86
<i>A.sup</i>			-117.426	
GQE		<i>Travée</i>	111.12	46.497
		<i>A.sup</i>		-85.391
		<i>A.inf</i>		46.497
0.8GE		<i>Travée</i>	148.81	133.069
		<i>A.sup</i>		-198.023
		<i>A.inf</i>		133.069
III		ELU	<i>Travée</i>	165.49
	<i>A.sup</i>		-138.841	
	GQE	<i>Travée</i>	120.31	50.498
		<i>A.sup</i>		-100.985
		<i>A.inf</i>		50.498
	0.8GE	<i>Travée</i>	153.13	138.231
		<i>A.sup</i>		-211.806
		<i>A.inf</i>		138.231
	IV	ELU	<i>Travée</i>	175.15
<i>A.sup</i>			-174.86	
GQE		<i>Travée</i>	127.89	58.037
		<i>A.sup</i>		-112.894
		<i>A.inf</i>		58.037
0.8GE		<i>Travée</i>	149.08	147.378
		<i>A.sup</i>		-206.299
		<i>A.inf</i>		147.378

Tableau V.9 : Les efforts dans les poutres principales.

<i>Poutres Secondaires</i>				
<i>Zones</i>	<i>Combinaisons</i>	<i>Moments fléchissant</i>	V_2	M_3
I	ELU	<i>Travée</i>	50.36	31.819
		<i>A.sup</i>		-41.449
	GQE	<i>Travée</i>	36.63	23.126
		<i>A.sup</i>		-30.146
		<i>A.inf</i>		23.126
	0.8GE	<i>Travée</i>	66.56	52.581
		<i>A.sup</i>		-58.262
		<i>A.inf</i>		52.581
	II	ELU	<i>Travée</i>	72.79
<i>A.sup</i>			-63.281	
GQE		<i>Travée</i>	52.94	38.694
		<i>A.sup</i>		-46.023
		<i>A.inf</i>		38.694
0.8GE		<i>Travée</i>	63.75	74.398
		<i>A.sup</i>		-78.354
		<i>A.inf</i>		74.398
III		ELU	<i>Travée</i>	85.39
	<i>A.sup</i>		-77.094	
	GQE	<i>Travée</i>	62.12	48.457
		<i>A.sup</i>		-56.084
		<i>A.inf</i>		48.457
	0.8GE	<i>Travée</i>	63.82	80.955
		<i>A.sup</i>		-84.492
		<i>A.inf</i>		80.955
	IV	ELU	<i>Travée</i>	93.61
<i>A.sup</i>			-90.05	
GQE		<i>Travée</i>	68.14	57.614
		<i>A.sup</i>		-65.551
		<i>A.inf</i>		57.614
0.8GE		<i>Travée</i>	61.79	79.117
		<i>A.sup</i>		-82.505
		<i>A.inf</i>		79.117

Tableau V.10 : Les efforts dans les poutres secondaires.

2) Calcul des armatures à L'ELU:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Armatures longitudinales :** Calcul des moments réduit ultime

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

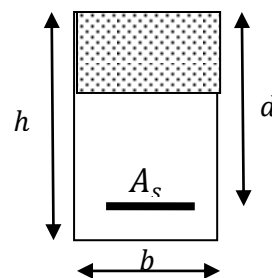
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

▪ **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

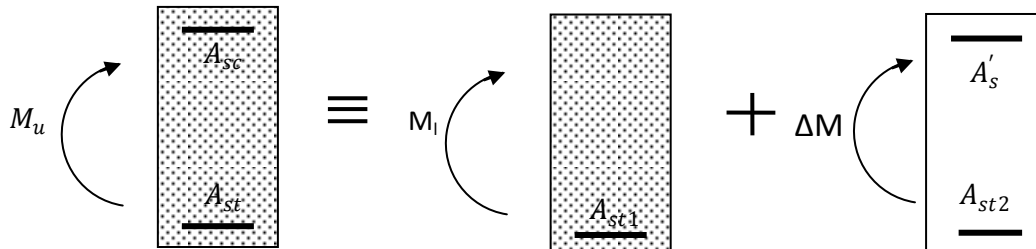
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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



▪ **2^{er} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.D.A)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



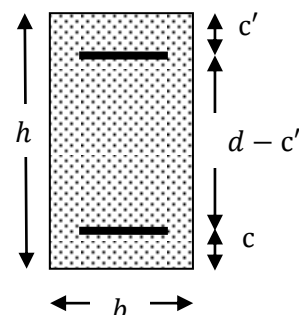
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

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

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$A_{st} = A_{st1} - A_{st2} \text{ Avec : } \begin{cases} A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \end{cases}$$

$$A_{sc} = A'_s \text{ Avec : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$



Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas ;

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée ;

M_u : Moment de flexion.

Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_{st} (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau V.11 : Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante.

❖ **Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{61,264 \cdot 10^6}{300 \cdot 380^2 \cdot 14,16} = 0,0749 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0749 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,961$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{61,264 \cdot 10^6}{0,961 \cdot 380 \cdot 400} = 4,19 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_s = 4,19 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_s = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$

3) Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

✓ Sens longitudinal : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 38 \text{ cm}$

Poutres Principales								
Zones	Com	Zone	$M_3(\text{KN. m})$	Obs	$A_{\min RPA}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	
I	ELU	Travée	61.264	SSA	6	4.19	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-98.644		6	6.94	3HA14+3HA14	9.23
	GQE	Travée	44.516	SSA	6	2.99	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-71.845		6	4.9	3HA14+3HA14	9.23
		A.inf	44.516		6	2.99	3HA14+3HA14	9.23
	0.8GE	Travée	96.96	SSA	6	6.7	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-150.385		6	9.20	3HA14+3HA14	9.23
		A.inf	96.96		6	6.70	3HA14+3HA14	9.23
	II	ELU	Travée	63.989	SSA	6	4.39	3HA14+3HA14
A.sup			-117.426	6		8.38	3HA14+3HA14	9.23
GQE		Travée	46.497	SSA	6	3.13	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-85.391		6	8.20	3HA14+3HA14	9.23
		A.inf	46.497		6	3.13	3HA14+3HA14	9.23
0.8GE		Travée	133.069	SSA	6	9.38	3HA16+4HA20	15.44
		A.sup	-198.023		6	14.53	3HA16+4HA20	15.44
		A.inf	133.069		6	9.38	3HA16+4HA20	15.44
III		ELU	Travée	69.491	SSA	6	4.78	3HA14+3HA14
	A.sup		-138.841	6		10.08	3HA16+4HA20	15.44
	GQE	Travée	50.498	SSA	6	3.40	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-100.985		6	6.99	3HA14+3HA14	9.23
		A.inf	50.498		6	3.4	3HA14+3HA14	9.23
	0.8GE	Travée	138.231	SSA	6	9.77	3HA16+4HA20	15.44
		A.sup	-198.83		6	15.24	3HA16+4HA20	15.44
		A.inf	138.231		6	9.77	3HA16+4HA20	15.44
	IV	ELU	Travée	175.15	SSA	6	13.12	3HA16+4HA20
A.sup			-174.86	6		13.10	3HA16+4HA20	15.44
GQE		Travée	58.037	SSA	6	3.93	3HA14+3HA14	9.23
		A.sup	-112.894		6	7.87	3HA14+3HA14	9.23
		A.inf	58.037		6	3.93	3HA14+3HA14	9.23
0.8GE		Travée	147.378	SSA	6	10.48	3HA16+4HA20	15.44
		A.sup	-199.023		6	15.26	3HA16+4HA20	15.44
		A.inf	147.378		6	10.48	3HA16+4HA20	15.44

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU.

✓ Sens transversal : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 38 \text{ cm}$

Poutres Secondaires								
Zones	Com	Zone	$M_3(\text{KN.m})$	Obs	$A_{\min RPA}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}$	
I	ELU	Travée	31.819	SSA	6	2.14	3HA16	6.02
		A.sup	-41.449		6	2.80	3HA16+3HA14	10.64
	GQE	Travée	23.126	SSA	6	1.54	3HA16	6.02
		A.sup	-30.146		6	2.01	4HA16+3HA14	10.64
		A.inf	23.126		6	1.54	4HA16+3HA14	10.64
	0.8GE	Travée	52.581	SSA	6	3.55	3HA16	6.02
		A.sup	-58.262		6	3.94	3HA16+3HA14	10.64
		A.inf	52.581		6	3.55	3HA16+3HA14	10.64
	II	ELU	Travée	53.225	SSA	6	3.62	3HA16
A.sup			-63.281	6		4.34	3HA16+3HA14	10.64
GQE		Travée	38.694	SSA	6	2.59	3HA16	6.02
		A.sup	-46.023		6	3.10	4HA16+3HA14	10.64
		A.inf	38.694		6	2.59	4HA16+3HA14	10.64
0.8GE		Travée	74.398	SSA	6	5.08	3HA16	6.02
		A.sup	-78.354		6	5.36	3HA16+3HA14	10.64
		A.inf	74.398		6	5.08	3HA16+3HA14	10.64
III		ELU	Travée	66.638	SSA	6	4.58	3HA16
	A.sup		-77.094	6		5.34	3HA16+3HA14	10.64
	GQE	Travée	48.457	SSA	6	3.26	3HA16	6.02
		A.sup	-56.084		6	3.79	4HA16+3HA14	10.64
		A.inf	48.457		6	3.26	4HA16+3HA14	10.64
	0.8GE	Travée	80.955	SSA	6	5.54	3HA16	6.02
		A.sup	-84.492		6	5.80	3HA16+3HA14	10.64
		A.inf	80.955		6	5.54	3HA16+3HA14	10.64
	IV	ELU	Travée	79.172	SSA	6	5.49	3HA16
A.sup			-90.05	6		6.29	3HA16+3HA14	10.64
GQE		Travée	57.614	SSA	6	3.90	3HA16	6.02
		A.sup	-65.551		6	4.45	4HA16+3HA14	10.64
		A.inf	57.614		6	3.9	4HA16+3HA14	10.64
0.8GE		Travée	79.117	SSA	6	5.41	3HA16	6.02
		A.sup	-82.505		6	5.66	3HA16+3HA14	10.64
		A.inf	79.117		6	5.41	3HA16+3HA14	10.64

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU.

Remarque :

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque zone et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées d'étage dans la zone considérée.

4) Vérification à l'ELU :➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres Principales (30*40)} \\ \text{Poutres Secondaires (30*40)} \end{array} \right. \implies A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 30 * 38 * \frac{2,1}{400} = 1,38cm^2$$

$$A_{adopté} > A_{min} = 1,38cm^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1 BAEL91 modifié 99)**• **Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MP_a \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MP_a \right\} = 3,33MP_a$$

- **Poutres Principales (30*40)**

$$T_{max} = 175,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{175,15 * 10^3}{300 * 380} = 1,53 MP_a$$

$$\tau_u = 1,53 MP_a < \bar{\tau}_u = 3,33MP_a \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres Secondaires (30*40)**

$$T_{max} = 93,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{93,61 * 10^3}{300 * 380} = 0,821 MP_a$$

$$\tau_u = 0,821 MP_a < \bar{\tau}_u = 3,33MP_a \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u + \frac{M_u}{0,9d}$

✓ **Influence sur les aciers :**- **Poutres Principales (30*40)**

$$T_{max} + \frac{M_u^a}{0,9d} = 175,15 - \frac{199,023}{0,9 * 0,38} = -406,788 < 0$$

- Poutres Secondaires (30*40)

$$T_{max} + \frac{M_u^a}{0,9d} = 93,61 - \frac{90,05}{0,9 * 0,38} = -169,69 \lll 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**
(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

- ✓ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . ab \quad \text{Avec :} \quad a = 0,9d$$

- Poutres Principales (30*40)

$$T_u = 175,15 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9d . b = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 380 * 300 = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 175,15 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 684 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- Poutres Secondaires (30*40)

$$T_u = 93,61 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9d . b = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 380 * 300 = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 93,61 \text{ KN} < \bar{T}_u = 684 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 . d . \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$: Pour les aciers hauts adhérence ;

$\sum U_i$: Le périmètre des aciers.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MP}_a$$

- Poutres Principales (30*40)

$$T_u = 140,59 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n . \pi . \phi = 8 * 3,14 * 14 = 351,68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 . d . \sum U_i} = \frac{140,59 * 10^3}{0,9 * 380 * 351,68} = 1,17 \text{ MP}_a$$

$$\tau_{se} = 1,17 \text{ MP}_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP}_a \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Poutres Secondaires** (30*40)

$$T_u = 66,56 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 * 3,14 * 16 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{66,56 * 10^3}{0,9 * 380 * 150,72} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour les barres à haute adhérence

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm.} \quad \text{L'encrage des barres}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 20 : l_s = 70.54 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_a = 16.93 \text{ cm.} \\ l_a = 19.75 \text{ cm} \\ l_a = 22.58 \text{ cm.} \\ l_a = 28.22 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Vérifications des conditions du RPA :**

▪ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0,5\%bh \text{ (En toute section)}$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

▪ **Calcul des armatures transversales :**

- **Calcul des espacements :**

Soit pour les poutres principales ainsi les poutres secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(10 ; 16,8) = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**
 $A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

- **Diamètre des armatures transversales :** (Art.7.2.2 BAEL 91/modifié 99)

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 11,42; 30)$$

Donc : $\phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de ϕ_8 Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau ;

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

$$h' = \max(51; 40; 55; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

$$L' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}.$$

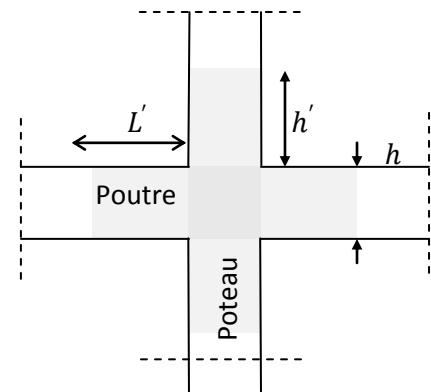


Figure V.6 : Délimitation de la zone

a) **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Poutres Principales									
Zones		M_{max}^{ser} (KN. m)	Section (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	σ_s (MP _a)	$\bar{\sigma}_s$ (MP _a)	σ_{bc} (MP _a)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MP _a)	Obs
Zone I	Travée	44,516	30*40	10,68	127.826	348	7.804	15	CV
	A.sup	-71,845		12,30	237.941		9.814		CV
	A.inf	44,516		12,30	112.523		10.015		CV
Zone II	Travée	46,497		10,68	133.514		8.152		CV
	A.sup	-85,391		12,30	215.842		0.027		CV
	A.inf	46,497		12,30	117.530		10.460		CV
Zone III	Travée	50,498		10,68	144.321		7.065		CV
	A.sup	-90,985		16,08	177.537		12.095		CV
	A.inf	50,498		16,08	98.990		7.889		CV
Zone IV	Travée	58,037		14,19	127.361		8.103		CV
	A.sup	-95,002		16,08	186.229		14.842		CV
	A.inf	58,037		16,08	146.320		9.984		CV

Tableau V.14 : Vérification à l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

Poutres Secondaires									
Zones		M_{max}^{ser} (KN. m)	Section (cm ²)	$A_{adopté}^u$ (cm ²)	σ_s (MP _a)	$\bar{\sigma}_s$ (MP _a)	σ_{bc} (MP _a)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MP _a)	Obs
Zone I	Travée	23,126	30*40	8,04	82,497	348	1,940	15	CV
	A.sup	-30,146		8,04	108,061		2,825		CV
	A.inf	23,126		8,04	82,497		1,940		CV
Zone II	Travée	38,694		8,04	138,032		3,246		CV
	A.sup	-46,023		8,04	165,782		4,680		CV
	A.inf	38,694		8,04	138,032		3,246		CV
Zone III	Travée	48,457		8,04	172,860		4,065		CV
	A.sup	-56,084		8,04	202,024		5,703		CV
	A.inf	48,457		8,04	172,860		4,065		CV
Zone IV	Travée	57,614		8,04	205,525		4,833		CV
	A.sup	-65,551		8,04	236,125		6,666		CV
	A.inf	57,614		8,04	205,525		4,833		CV

Tableau V.15 : Vérification à l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

➤ **Etat limite de déformation** :(Art B.6.5, 2 BAEL 91/modifié 99)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

M_0 : Moment de travée de référence ;

M_t : Moment en travée ;

A_s : Section d'acier tendue en travée ;

l : Portée libre de la poutre.

- **Poutres Principales** (30*40)

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} &\implies \frac{h}{l} = \frac{1}{16} = 0,0625 > \frac{h}{l} = \frac{40}{390} = 0,102 &\implies \text{CV} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} &\implies \frac{h}{l} = 0,102 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{44,516}{10*15,435} = 0,288 &\implies \text{CNV} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} &\implies \frac{A_s}{b.d} = \frac{10,68}{38*30} = 0,009 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 &\implies \text{CV} \end{aligned}$$

Étant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{M_t^{ser} . l^2}{10.E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \implies f = 0,001 \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,20}{500} = 0,0084$$

- **Poutres Secondaires** (30*40)

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} &\implies \frac{h}{l} = \frac{40}{415} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 &\implies \text{CV} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} &\implies \frac{h}{l} = 0,096 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{23,126}{10*15,07} = 0,153 &\implies \text{CNV} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} &\implies \frac{A_s}{b.d} = \frac{8,04}{38*30} = 0,007 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 &\implies \text{CV} \end{aligned}$$

Étant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{M_t^{ser} . l^2}{10.E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \implies f = 1,99 . 10^{-4} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,15}{500} = 0,0063$$

Remarque : f est le résultat de logiciel ETABS.

V.3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Avec :
- Zone I** \implies RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages
 - Zone II** \implies 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages
 - Zone III** \implies 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages
 - Zone IV** \implies 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étages

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 :ELU (1.35G+1.5Q)ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003G+Q±E0.8G±E

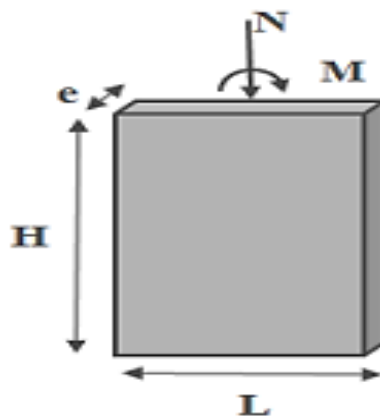


Figure V.7 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

❖ Les efforts internes dans les voiles :✓ Voile transversal : $L = 3,52 \text{ m}$.

<i>Voiles transversales</i>				
<i>Zone</i>	<i>Combinaison</i>	<i>M</i>	<i>P_u</i>	<i>V</i>
I	08GE	-183.541	-5906.05	50.97
	GQE	-193.255	-8324.86	30.49
II	08GE	-47.042	-4966.83	11.98
	GQE	-53.613	-6999.09	13.65
III	08GE	-24.407	-3483.02	6.05
	GQE	-11.519	-4930.52	6.35
IV	08GE	28.105	-1201.74	8.11
	GQE	32.089	-1685.02	9.89

Tableau V.16 : Les efforts internes dans les voiles transversales.

✓ Voile longitudinal : $L = 3,25 \text{ m}$.

<i>Voiles longitudinales</i>				
<i>Zone</i>	<i>Combinaison</i>	<i>M</i>	<i>P_u</i>	<i>V</i>
I	08GE	-22900.708	-13092.22	-6843.96
	GQE	-329.484	-19473.88	-37.09
II	08GE	-18170.932	-8951.26	-3524.37
	GQE	15.274	-15714.9	4.04
III	08GE	23261.58	-7352.52	2967.79
	GQE	-7.278	-8030.46	4.04
IV	08GE	-22955.845	52.83.19	2559.18
	GQE	9.374	-3985.7	11.55

Tableau V.17 : Les efforts internes dans les voiles longitudinales.

✓ Voile transversal de l'ascenseur : $L = 1,40 \text{ m}$.

<i>Voiles transversales de l'ascenseur</i>				
<i>Zone</i>	<i>Combinaison</i>	<i>M</i>	<i>P_u</i>	<i>V</i>
I	08GE	-530.713	-2208.81	-339.77
	GQE	254.516	-3725.18	-225.51
II	08GE	57.894	-2305.06	-148.97
	GQE	43.627	-3099.24	-114.02
III	08GE	49.469	-1539.68	-144.23
	GQE	43.5	-1823.96	-505.95
IV	08GE	-54.665	12.90	-132.68
	GQE	-79.342	29.31	-94.56

Tableau V.18 : Les efforts internes dans les voiles transversales de l'ascenseur.

✓ Voile longitudinal de l'ascenseur : $L = 1,80 \text{ m}$.

Voiles longitudinales de l'ascenseur				
Zone	Combinaison	M	P_u	V
I	08GE	-4759.7	-1906.92	-733.89
	GQE	-184.561	-2586.57	-25.06
II	08GE	-2603.076	-1505.24	423.50
	GQE	-2128.83	-61.759	-5.96
III	08GE	-1550.429	-1121.25	299.92
	GQE	-59.876	-1585.45	3.89
IV	08GE	-807.132	-676.93	231.09
	GQE	-44.928	-955.27	-7.45

Tableau V.19 : Les efforts internes dans les voiles longitudinales de l'ascenseur.

✓ Trumeau : $L = 1,98 \text{ m}$.

Trumeaux				
Zone	Combinaison	M	P_u	V
I	08GE	-2760.934	-5412.4	-24.91
	GQE	-4130.326	-7749.91	-34.95
II	08GE	-2339.393	-4376.09	-32.65
	GQE	-3527.363	-6278.6	-48.23
III	08GE	-1951.827	-3360.45	-43.86
	GQE	-2925.3	-4822.22	-65.19
IV	08GE	-1436.076	-2136.07	-88.71
	GQE	-2135.261	-357.73	-130.13

Tableau V.20 : Les efforts internes dans les trumeaux.

a) Méthodes de calcul :

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi lesquelles : méthodes des bandes qui répartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.

Méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de largeur(d).

b) Exposé de la méthode des bandes :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : **B** : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

V et V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :(art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$$

Avec : **h_e**:Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : Longueur de la zone comprimée

✓ **Efforts normaux :**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

▪ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} - \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} . d . e$$

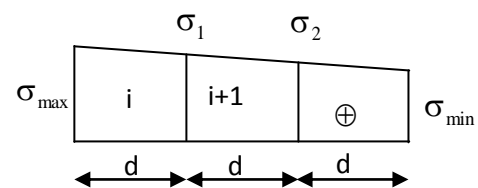


Figure V.8 : Diagramme d'une section entièrement comprimé.

Avec : **e** : épaisseur du voile

▪ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d . e$$

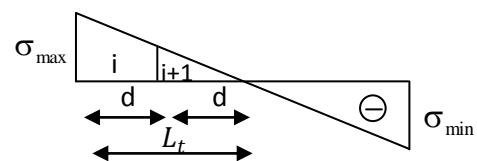


Figure V.9 : Diagramme d'une section partiellement comprimé.

▪ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} - \sigma_{max}}{2} . L . e$$

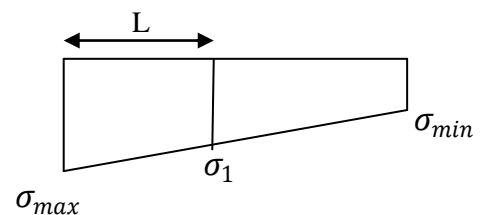


Figure V.10 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

✓ **Sections d'armatures :**

➤ **Armatures verticales:** (*Art 7.7.4.1/RPA99 modifié 2003*)

▪ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}} \text{ Avec : } \mathbf{B} : \text{section du voile}$$

- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ avec : $\gamma_s = 1$
- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25 \text{ MPa}$ avec : $\gamma_s = 1$

▪ **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

▪ **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures horizontales :**

✓ **Exigence du RPA :** (*Art 7.7.4.1/RPA99 modifié 2003*)

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10∅**
- La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0,15 \% \cdot B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ **Exigence du BAEL :** (*Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99*)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

✓ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :**

(*Art 7.7.4.3RPA99 modifié 2003*)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 15 \% \cdot B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 10 \% \cdot B$

➤ **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'article 7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003.*

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures minimales :**

- **Section entièrement comprimée : (SEC) (Art A.8.1,21/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Section partiellement comprimée :(SPC)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,2\% \cdot B$$

- **Section entièrement tendue : (SET)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,15\% \cdot B$$

➤ **Diamètre minimum :(Art A7-7-4.3/ RPA99 modifié 2003)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Espacement :(Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \implies s_t \leq 30 \text{ cm}$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

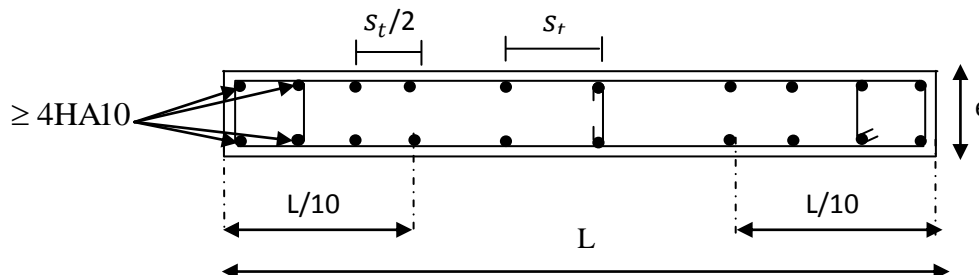


Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à:

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Armatures de coutures :** (Art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } T : \text{ Effort tranchant calculé au niveau considéré.} \\ V = 1,4T \end{cases}$$

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de

l'épaisseur du voile. $\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$

c) **Vérifications :**

1) **Vérifications à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ Avec : } N_s : \text{ Effort normal appliqué ;}$$

B : Section du béton. ;

A : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ **D'après le RPA (Art 7.7.2. RPA 99 modifié 2003)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$

Avec : **b** : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$

Pour la fissuration préjudiciable.

❖ **Exemple de calcul :**

▪ **Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 en Zones I :**

Nous avons maillé le voile en 3 bandes, par conséquent, le calcul se fera pour une bande de $d = 1,083\text{ m}$.

Avec : $L = 3,25\text{ m}$; $e = 20\text{ cm}$; $B = 0,65\text{ m}^2$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 9861,37\text{KN/m}^2. \\ \sigma_{\min} = -5282,53\text{KN/m}^2 \end{cases} \implies \text{Section partiellement comprimée}$$

- **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{9861,37}{9861,37 - 5282,53} * 3,52 = 2,29 \text{ m} \implies L_c = 2,29 \text{ m} .$$

- **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3,52 - 2,29 = 1,23 \text{ m} \implies L_t = 1,23 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \implies d = 1,53 \text{ m}$$

- **Calcul des armatures :**

- **Ferrailage de la partie tendue :**

Soit un tronçon $d = 1,53 \text{ m}$

- a. **Armatures verticales :**

1^{ère} bande : $d = 1,53 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot d}{L_t} = \frac{5282,53 * 1,53}{1,23} = 6574,247 \text{ KN/m}^2. \implies \sigma_1 = 6574,247 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5282,53 - 6574,247}{2} * 1,53 * 0,2 \implies N_1 = 1811,83 \text{ KN} .$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1811,83}{40} = 45,30 \text{ cm}^2 \implies A_{v1} = 45,30 \text{ cm}^2 .$$

- b. **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max\left(0,2\% B; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \text{ Avec : } B = d \cdot e$$

$$A_{min} = \max(6,12 \cdot 10^{-4}; 16,05)$$

$$A_{v \text{ calculé}} = \frac{A_{min} \cdot L}{2d} = \frac{16,05 * 3,52}{2 * 1,53} = 18,463 \text{ cm}^2 \implies A_{v \text{ calculé}} = 18,463 \text{ cm}^2$$

✓ **Le ferrailage a adopté sur toute la surface de la bande du voile est :**

$$A_{min} = 16,05 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_{min} = 8,03 \text{ cm}^2/\text{bande/nappe}$$

$$A_{v \text{ calculé}} = 18,463 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad A_{v \text{ adopté}} = 23HA16 = 46,22 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

- **Ferrailage de la partie comprimée :**

Soit un tronçon $d = 1,53 \text{ m}$

- a. **Armatures verticales :**

1^{ère} bande : $d = 1,53 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_c - d) \frac{\sigma_{max}}{L_c} = (2,29 - 1,53) \frac{9861,37}{2,29} = 3272,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\implies \sigma_1 = 3272,77 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{9861,37 - 3272,77}{2} * 1,53 * 0,2 = 1008,06 \text{ KN}$$

$$\implies N_1 = 1008,06 \text{ KN} .$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{1008,06 \cdot 10^3 - 642600}{400} \implies A_{v1} = 00 \text{ cm}^2.$$

Vu que le ferrailage de la partie comprimée est nul donc il sera négligé.

Remarque :

Après avoir calculé le ferrailage de la partie tendue et celui de la partie comprimée on remarque que le ferrailage le plus défavorable est celui de la partie tendue.

D'où le ferrailage totale du voile :

$$\text{Soit : } A_{v\text{adopt } \acute{e}/\text{nappe}} = 23\text{HA}16 = 46,22 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

b. Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{v\text{adopt } \acute{e}}}{4} = 11,55 \text{ cm}^2.$$

✓ D'après le RPA 99 :

$$A_H > 0,15 \% \cdot B = 0,15 \% \times 7040 = 10,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{v\text{adopt } \acute{e}/\text{nappe}} = 13\text{HA}12 = 14,695 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

✓ D'après le RPA99 :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 50,97 \cdot 10^3}{200 \cdot 3672} = 0,08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = 0,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,3 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

2) Vérifications à l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{8673,52 \cdot 10^3}{704000 + 15 \cdot 46,22 \cdot 10^2} = 11,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumé dans les tableaux ci-dessous :

✓ Voile transversal : $L = 3,52 \text{ m}$.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VT				
	$L(m)$	3.52	3.52	3.52	3.52	
	$e(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	
	$B(m^2)$	0.704	0.704	0.704	0.704	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	9861.370	7544.25	5784.76	7514.67	
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	-5282.530	-2492.86	-2108.49	-5851.91	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u (KN)$	50.97	13.65	6.35	9.89	
	$L_c (m)$	2.29	2.65	2.58	1.98	
	$L_T (m)$	1.23	0.87	0.94	1.54	
	$d (m)$	1.53	1.33	1.33	1.32	
	$N (KN)$	N_1	1811.83	835.94	677.09	1432.97
	N_2	1004.61	504.39	396.66	660.94	
Ferrailage des voiles	$A_v (cm^2)$	A_{v1}/bande	45.30	20.90	16.93	35.82
		A_{v2}/bande	25.12	12.61	9.92	16.52
	$A_{min} (cm^2)/\text{bande}$	16.05	13.97	13.97	13.85	
	$A_{min} (cm^2)/\text{nappe}/\text{bande}$	8.03	6.985	6.985	6.925	
	$A_v \text{ calculée} (cm^2)/\text{nappe}$	18.463	18.487	18.487	18.467	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	23HA16	23HA14	23HA14	23HA14	
	$A_v \text{ adoptée} (cm^2)/\text{nappe}$	46.22	35.39	35.39	35.39	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	
	$A_H/\text{nappe} (cm^2)$	11.55	8.85	8.85	8.85	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	13HA12	13HA10	13HA10	13HA10	
	$A_H \text{ choisie} (cm^2)/\text{nappe}$	14.695	10.205	10.205	10.205	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	0.080	0.022	0.010	0.016
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	0.070	0.030	0.014	0.022
	ELS	$N_s (KN)$	8673.52	6999.09	5276.67	3251.61
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	11.21	9.245	6.970	4.376

Tableau V.21 : Le résumé des résultats pour les voiles transversaux.

✓ Voile longitudinal : $L = 3,25 \text{ m}$.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VL				
	$L(\text{m})$	3.25	3.25	3.25	3.25	
	$e(\text{m})$	0.20	0.20	0.20	0.20	
	$B(\text{m}^2)$	0.65	0.65	0.65	0.65	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max} (\text{KN}/\text{m}^2)$	15717.160	8457.54	5638.30	7216.78	
	$\sigma_{\min} (\text{KN}/\text{m}^2)$	-11333.380	-6165.98	-4339.99	-4908.65	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u (\text{KN})$	684.396	352.437	296.779	255.918	
	$L_c (\text{m})$	1.89	1.88	1.84	1.93	
	$L_T (\text{m})$	1.36	1.37	1.41	1.32	
	$d (\text{m})$	1.26	1.25	1.22	1.29	
	$N (\text{KN})$	N_1	2745.84	1479.20	991.53	1253.42
	N_2	1319.09	706.54	460.19	620.43	
Ferrailage des voiles	$A_v (\text{cm}^2)$	A_{v1}/bande	68.65	36.98	24.79	31.34
		A_{v2}/bande	32.98	17.66	11.50	15.51
	$A_{\min} (\text{cm}^2)/\text{bande}$	13.23	13.125	12.81	13.545	
	$A_{\min} (\text{cm}^2)/\text{nappe}/\text{bande}$	6.615	6.563	6.405	6.772	
	$A_v \text{ calcul } \acute{e}e (\text{cm}^2)/\text{nappe}$	17.063	17.063	17.063	17.063	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	22HA20	22HA16	22HA14	22HA14	
	$A_v \text{ adopt } \acute{e}e (\text{cm}^2)/\text{nappe}$	69.08	44.211	33.849	33.849	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	
	$A_H/\text{nappe} (\text{cm}^2)$	17.27	11.05	8.46	8.46	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	13HA14	13HA12	13HA10	13HA10	
	$A_H \text{ choisie } (\text{cm}^2)/\text{nappe}$	20.00	14.695	10.205	10.205	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	0.931	0.639	0.538	0.464
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	1.304	0.895	0.754	0.650
	ELS	$N_s (\text{KN})$	1947.388	1571.49	1202.003	756.648
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	2.730	2.242	1.720	1.103

Tableau V.22 : Le résumé des résultats pour les voiles longitudinaux.

✓ Voile transversal de l'ascenseur : $L = 1,40 m$.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VTASS				
	$L(m)$	1.40	1.40	1.40	1.40	
	$e(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	
	$B(m^2)$	0.28	0.28	0.28	0.28	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	10930.21	6207.45	3941.88	8371.16	
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	-5830.1	-1877.66	-885.66	-9408.72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u(KN)$	339.77	148.97	144.23	132.68	
	$L_C(m)$	0.91	1.07	1.14	0.66	
	$L_T(m)$	0.49	0.33	0.26	0.74	
	$d(m)$	0.61	0.72	0.76	0.44	
	$N(KN)$	N_1	798.39	431.09	267.77	658.69
	N_2	443.53	296.54	200.27	245.24	
Ferrailage des voiles	$A_v(cm^2)$	$A_{v1}/bande$	19.96	10.78	6.69	16.47
		$A_{v2}/bande$	11.09	7.41	5.01	6.13
	$A_{min}(cm^2)/bande$	6.405	7.56	7.98	4.62	
	$A_{min}(cm^2)/nappe/bande$	3.203	3.78	3.99	2.31	
	$A_{v\text{ calculée}}(cm^2)/nappe$	7.35	7.35	7.35	7.35	
	Choixdesbarres/nappe(cm^2)	9HA20	9HA20	9HA20	9HA20	
	$A_{v\text{ adoptée}}(cm^2)/nappe$	28.26	28.26	28.26	28.26	
	Espacement(cm)	15	15	15	15	
	$A_H/nappe(cm^2)$	7.065	7.065	7.065	7.065	
	Choixdesbarres/nappe(cm^2)	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10	
	$A_{H\text{ choisie}}(cm^2)/nappe$	10.205	10.205	10.205	10.205	
	Espacement(cm)	20	20	20	20	
	Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	1.348	0.591	0.572	0.527
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	1.888	0.828	0.801	0.737
	ELS	$N_s(KN)$	3817.8	2399.94	2463.62	1501.87
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	12.693	7.256	7.554	4.890

Tableau V.23 : Le résumé des résultats pour les voiles transversaux de l'ascenseur.

✓ Voile longitudinal de l'ascenseur : $L = 1,80 \text{ m}$.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VLSS				
	$L(m)$	1.80	1.80	1.80	1.80	
	$e(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	
	$B(m^2)$	0.36	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	10041.84	5821.65	3695.38	4337.96	
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	-5016.28	-1537.28	-862.76	-2403.61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u (KN)$	733.89	423.5	299.92	231.09	
	$L_C (m)$	1.20	1.42	1.46	1.16	
	$L_T (m)$	0.60	0.38	0.34	0.64	
	$d(m)$	0.80	0.95	0.97	0.77	
	$N(KN)$	N_1	937.16	514.38	323.61	408.90
	N_2	535.73	368.44	239.67	223.31	
Ferrailage des voiles	$A_v (cm^2)$	$A_{v1}/bande$	23.43	12.86	8.09	10.22
		$A_{v2}/bande$	13.39	9.21	5.99	5.58
	$A_{min} (cm^2)/bande$	8.40	9.975	10.185	8.085	
	$A_{min} (cm^2)/nappe/bande$	4.20	4.987	5.093	4.043	
	$A_{v \text{ adopt } \acute{e}e} (cm^2)/nappe$	9.45	9.45	9.45	9.45	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	11HA20	11HA20	11HA20	11HA20	
	$A_{v \text{ calcul } \acute{e}e} (cm^2)/nappe$	34.54	34.54	34.54	34.54	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	
	$A_H/nappe (cm^2)$	8.635	8.635	8.635	8.635	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10	
	$A_H \text{ choisie } (cm^2)/nappe$	10.205	10.205	10.205	10.205	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	2.265	1.307	0.926	0.713
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	3.171	1.830	1.296	0.999
	ELS	$N_s (KN)$	2586.57	2128.83	1585.45	955.27
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	6.672	5.182	3.904	2.464

Tableau V.24 : Le résumé des résultats pour les voiles longitudinaux de l'ascenseur.

✓ Trumeaux : $L = 1,98 \text{ m}$.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		Trumeau			
	$L(m)$		1.98	1.98	1.98	1.98
	$e(m)$		0.20	0.20	0.20	0.20
	$B(m^2)$		0.396	0.396	0.396	0.396
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$		8113.680	7306.19	8994.06	10647.17
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$		-950.580	-342.65	-6285.99	-9645.68
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	$V_u(KN)$		34.95	48.23	65.19	130.13
	$L_c(m)$		1.77	1.89	1.17	1.04
	$L_T(m)$		0.21	0.09	0.81	0.94
	$d(m)$		1.18	1.26	0.78	0.69
	$N(KN)$	N_1	751.44	657.35	954.28	1159.63
N_2		639.13	614.14	465.88	491.60	
Ferraillage des voiles	$A_v (cm^2)$	A_{v1}/bande	18.79	16.43	23.86	28.99
		A_{v2}/bande	15.98	15.35	11.65	12.29
	$A_{min} (cm^2)/\text{bande}$		12.39	13.23	8.19	7.245
	$A_{min} (cm^2)/\text{nappe/bande}$		6.195	6.615	4.095	3.623
	$A_{v \text{ calculée}} (cm^2)/\text{nappe}$		10.395	10.395	10.395	10.395
	Choix des barres/nappe(cm^2)		13HA20	13HA20	13HA20	13HA20
	$A_{v \text{ adoptée}} (cm^2)/\text{nappe}$		40,82	40,82	40,82	40,82
	Espacement(cm)		15	15	15	15
	$A_H/\text{nappe}(cm^2)$		10.205	10.205	10.205	10.205
	Choix des barres/nappe(cm^2)		13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
	$A_H \text{ choisie} (cm^2)/\text{nappe}$		10.205	10.205	10.205	10.205
	Espacement(cm)		20	20	20	20
	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	0.098	0.135	0.183	0.365
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	0.137	0.189	0.256	0.511
	ELS	$N_s (KN)$	6749.91	6278.6	4822.22	3057.73
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	14.762	14.053	10.906	7.178

Tableau V.25 : Le résumé des résultats pour les trumeaux.

❖ **Etude des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux dans un voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

✓ **Méthode de calcul :**

• **Les efforts internes dans les linteaux :**

linteaux				
Zone	Combinaison	M	P _u	V
I	08GE	-529.599	-971.99	-16.04
	GQE	-779.705	-1396.56	-22.16
II	08GE	-367.578	-643.19	-23.06
	GQE	-547.777	-922.81	-33.67
III	08GE	-296.866	-492.97	-25.66
	GQE	-441.139	-705.48	-37.68
IV	08GE	-196.05	-310.19	-32.45
	GQE	-290.075	-444.17	-47.65

Tableau V.26 : Les efforts internes dans les linteaux.

• **Contraintes limites de cisaillement :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$ Avec : **b₀** : Epaisseur du linteau ou du voile ;

$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$ **d** : Hauteur utile ($d = 0,9h$) ;

$V = 1,4V_u$ calculé **h** : Hauteur totale de la section brute

• **Ferraillage des linteaux :**

➤ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion → A_l
- Des aciers transversaux → A_t
- Des aciers en partie courants (de peau) → A_c

1) **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$A_l \geq \frac{M}{z.f_e}$; Avec : **z** = $h - 2d$; ou : **h** : Hauteur du linteau ; **d** : L'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant ($V = 1,4V_u$).

2) **Aciers transversaux :**

- **Cas des linteaux longs :** ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$) avec : (**l** : portée du linteau).

$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{V}$; Avec : **S_t**: Espacement des cours d'armatures transversales ;

A_t: Section des cours d'armatures transversales.

- **Cas des linteaux courts :** ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{V+A_t.f_e}$; Avec : **V** = $\min(V_1; V_2)$ ou : $V_2 = 2V_u$; $V_1 \leq \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} ; **M_{cj}** : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée **l_{ij}** sont calculés par: **M_c** = **A_l. z. f_e**.

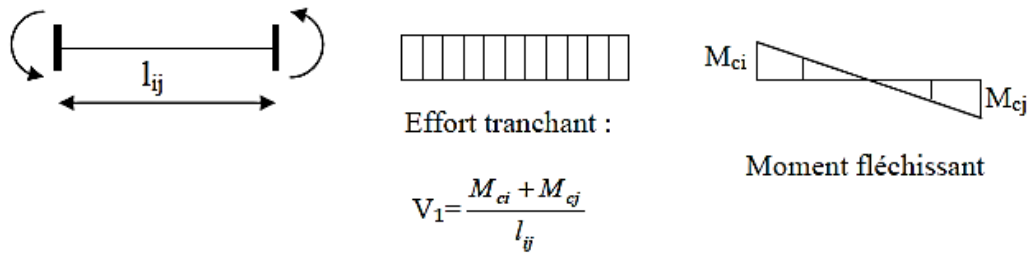


Figure V.12 : Schémas statique des efforts internes.

➤ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2f_e \cdot \sin \alpha} ; \text{ Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2d}{l} ;$$

$V = V_u \text{ calculé}$ (Sans majoration).

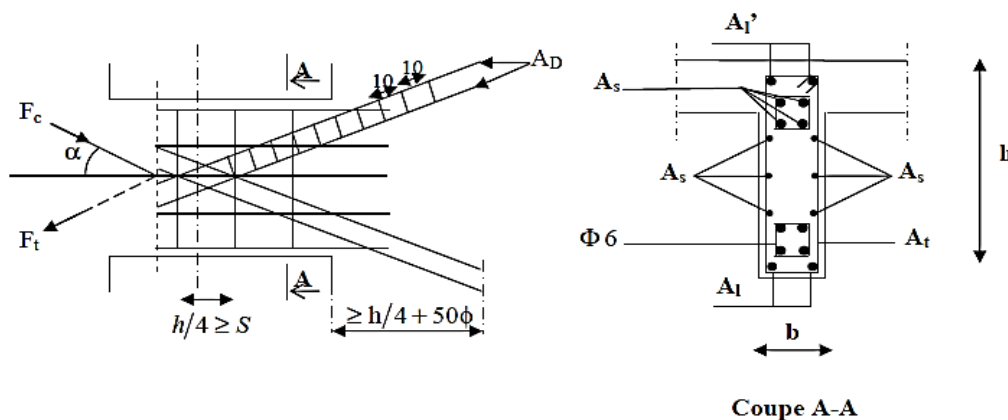


Figure V.13 : La disposition des armatures dans les linteaux.

• **Ferraillage minimal :**

- Armatures longitudinales : $A_l ; A_l' \geq 0,15 \% . b . h$
- Armatures transversales : $A_t \geq 0,15 \% . b . S_t$ Si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$
 $A_t \geq 0,25 \% . b . S_t$ Si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$
- Armatures de peau : $A_c \geq 0,20 \% . b . h$
- Armatures de diagonales : $A_D \geq 0,15 \% . b . h$ Si : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$
 $A_D = 0$ Si : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Les caractéristiques géométriques du Linteau :

$$h = 1,42 \text{ m.}$$

$$l = 0,94 \text{ m.}$$

$$e = 0,20 \text{ m.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad ; \quad V = 1,4V_u \text{ calculée}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 22,16 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 940} = 0,183 \text{ MP}_a.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MP}_a$$

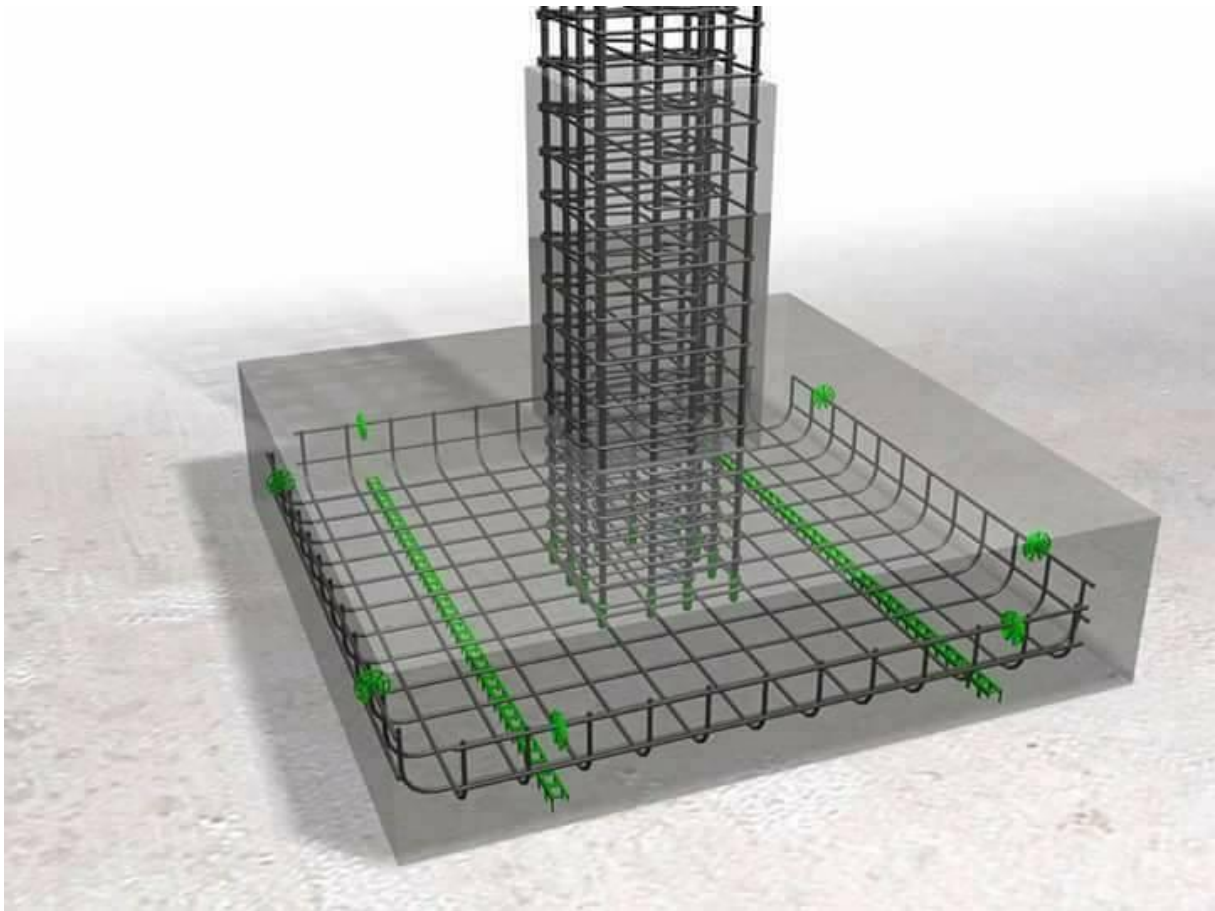
$$\tau_b = 0,183 \text{ MP}_a < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	Linteau				
	$L(m)$	0.94	0.94	0.94	0.94	
	$e(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	
	$B(m^2)$	0.188	0.188	0.188	0.188	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	4868.340	4170.75	4251.84	5429.06	
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	-2319.400	-1942.60	-2538.07	-4948.49	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u (KN)$	22.16	33.67	37.68	47.67	
	$L_c (m)$	0.64	0.64	0.59	0.49	
	$L_T (m)$	0.30	0.30	0.35	0.45	
	$d (m)$	0.42	0.43	0.39	0.33	
	$N (KN)$	N_1	52.77	43.52	66.89	166.36
	N_2	17.59	14.51	22.3	55.45	
Ferraillage des voiles	$A_v (cm^2)$	A_{v1}/bande	1.32	1.09	1.67	4.16
		A_{v2}/bande	0.44	0.36	0.56	1.39
	$A_{min} (cm^2)/\text{bande}$	4.41	4.515	4.095	3.465	
	$A_{min} (cm^2)/\text{nappe/bande}$	2.205	2.257	2.047	1.733	
	$A_v \text{ calculée} (cm^2)/\text{nappe}$	4.935	4.935	4.935	4.935	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
	$A_v \text{ adoptée} (cm^2)/\text{nappe}$	9.231	9.231	9.231	9.231	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	
	$A_H/\text{nappe} (cm^2)$	2.307	2.307	2.307	2.307	
	Choix des barres/nappe (cm^2)	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
	$A_H \text{ choisie} (cm^2)/\text{nappe}$	3.925	3.925	3.925	3.925	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	0.131	0.199	0.223	0.282
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	0.183	0.279	0.312	0.394
	ELS	$N_s (KN)$	1396.56	940.75	722.36	448.39
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	6.458	3.940	3.085	2.084

Tableau V.27 : Le résumé des résultats pour les linteaux.

CHAPITRE VI:
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VI. Introduction :

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

Les fondations doivent 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.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ Fondations superficielles:

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

✓ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées introduites, dans des forages dans le sol.

1) Différentes fonctions des fondations :

-Assurer la stabilité de l'ouvrage.

-Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.

-Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme.....etc.).

-Limitation des tassements compatibles.

2) Etude de sol :

Une étude préalable du sol a donné la valeur $0,2 \text{ MPa} = 2 \text{ bars}$ pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol})

3) Choix de la fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

- ❖ La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_{sol}}$ avec : $\overline{\sigma}_{sol} = 2bar = 200KN/m^2$

1.1) Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \text{D'où :} \quad B \geq \frac{N_s}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens longitudinal				
Voile	L(m)	N_s(KN)	B(m)	S = B.L (m²)
VL1	3,25	1458,49	2,24	7,29
VL2	1,80	448,45	1,24	2,23
La somme des surfaces				9,52

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile sens transversal				
Voile	L(m)	N_s(KN)	B(m)	S = B.L (m²)
VT1	3,52	1385,30	1,96	6,92
VT2	1,40	390,290	1,39	1,95
VT3	1,98	1488,52	3,75	7,44
La somme des surfaces				16,31

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

$S_v = \sum S_i = \sum B_i * L_i = 25,83 m^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèses de calcul :

Une semelle 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 leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Étape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :
 Si $e > \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.
 Si $e \leq \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{min}^{max} = \frac{R}{L} (1 \pm \frac{6e}{L})$; $q_{L/4} = \frac{R}{L} (1 + \frac{3e}{L})$

- Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

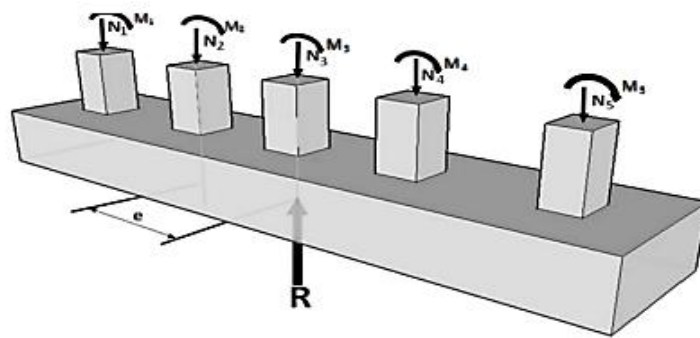


Figure VI.1 : Schémas d'une Semelle filante.

✓ **Application :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)
 On fera le calcul sur le portique longitudinal (2).

- Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i \cdot e_i(KN.m)$
1	1373.47	-.652	12.45	-13803.37
2	2169.26	-6.305	9.2	-14165.26
3	1914.23	6.630	5	-4555.86
4	1533.15	-4.975	3.4	-3512.98
5	1362.15	-4.975	-3.4	-4631.31
6	1728.45	-6.833	-5	4113.71
7	2121.18	-6.376	-9.2	13851.30
Sommes	1345.46	8.212	-12.45	13521.87

Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 12185.2KN$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-1037.61 - 17.299}{12185.2} = -0,086 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = -0,086 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{24,90}{6} = 4,15 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{12185,2}{24,90} \left(1 + \frac{6 * (-0,086)}{24,90}\right) = 479,22 \text{ KN/ml.} \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{12185,2}{24,90} \left(1 - \frac{6 * (-0,086)}{24,90}\right) = 499,51 \text{ KN/ml} \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{12185,2}{24,90} \left(1 + \frac{3 * (-0,086)}{24,90}\right) = 484,29 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{479,22}{200} = 2,39 \text{ m} \quad \text{On prend :} \quad \mathbf{B = 2,50 \text{ m}}$$

$$S_p = B \cdot L = 2,5 * 24,9 = 62,25 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{S_p = 62,25 \text{ m}^2.}$$

Avec : S_p : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\mathbf{S_{tot} = S_v + nS_p}$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p \quad \Longrightarrow \quad S_{tot} = 25,83 + 62,25 * 7 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{S_{tot} = 461,58 \text{ m}^2.}$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 20,40 * 24,90 = 507,96 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{S_{bâtiment} = 507,96 \text{ m}^2.}$$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{461,58}{507,96} = 0,90 \quad \text{c-à-d} \quad \mathbf{90\%} \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 90 % de la surface de bâtiment.

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol $\overline{\sigma_{sol}}$ qui est modérée ($\overline{\sigma_{sol}} = 2.00 \text{ bar}$) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1.2) Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a. Pré-dimensionnement :

- **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 poteaux :

a.1) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande distance entre deux files successifs ainsi qu'une hauteur minimale de 25 cm pour h_d .

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_d = 30 \text{ cm} .$$

a.2) La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_n = 100 \text{ cm} .$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \implies 0,4 * 60 \leq b_n \leq 0,7 * 60$$

$$24 \leq b_n \leq 42 \text{ On prend : } b_n = 40 \text{ cm} .$$

a.3) La dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \implies \frac{420}{50} \leq h \leq \frac{420}{40}$$

$$8,4 \leq h \leq 10,5 \text{ On prend : } h = 10 \text{ cm} .$$

Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \implies \frac{420}{8} = 52,5 \leq h \leq \frac{420}{5} = 84$$

$$52,5 \leq h \leq 84 \text{ On prend : } h = 100 \text{ cm} .$$

- **Condition de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \text{ Avec } L_e : \text{ longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m).

On a :

$$L_{\max} = 4,20 \text{ m}; E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}; K = 40 \text{ MPa pour un sol moyen} .$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}} \quad \Longrightarrow \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} * 4200\right)^4 \frac{3*40}{10818,86}} = 0,83 \text{ m}$$

$$h \geq 0,83 \text{ m} \quad \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 100\text{cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 40\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 10\text{cm}$.

b. Surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

- Calcul des charges nécessaires au radier :

• Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

- Les charges permanentes : $G = 40244,36 \text{ KN}$.
- Les surcharges d'exploitation : $Q = 5599,49 \text{ KN}$.

• Combinaison d'actions :

- A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 62729,121 \text{ KN}$.
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 45843,85 \text{ KN}$.

• Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- A l'ELU : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{62729,121}{1,33 * 200} = 235,82 \text{ m}^2$
- A l'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{45843,85}{200} = 229,22 \text{ m}^2$

$$\text{D'où : } S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 235,82 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 507,96 \text{ m}^2 \gg S_{radier} = 235,82 \text{ m}^2$$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91/99, et il sera calculer comme suit :

D'après le(BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{débo} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) \text{ Avec : } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{débo} \geq 50 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_{débo} = 50 \text{ cm.}$$

$$S_{débo} = [(20,4 + 2 * 0,5) * (24,9 + 2 * 0,5)] - (24,9 * 20,4) = 46,3 \text{ m}^2$$

$$\Longrightarrow S_{débo} = 46,3 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débo} \Longrightarrow S_{radier} = 507,96 + 46,3 = 551,26 \text{ m}^2.$$

$$\Longrightarrow S_{radier} = 551,26 \text{ m}^2.$$

c. Détermination des efforts à la base du radier :

• **Poids total du radier :**

P_{radier} = Poids de la dalle + poids de la nervure poids du TVO + poids de la dalle flottante

✓ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 551,26 * 0,3 * 25 = 4134,45 \text{ KN.} \quad \Longrightarrow \quad P_{dalle} = 4134,45 \text{ KN.}$$

✓ **Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0,4(1 - 0,3) * 25 \sum (24,9 * 7 + 20,4 * 8) \Longrightarrow P_{ner} = 2362,5 \text{ KN}$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{VTO} = (S_{radier} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{VTO}$$

Avec : $S_{ner} = b_n \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m) = 0,4 \sum (24,9 * 7 + 20,4 * 8) = 135 \text{ KN} .$

$$P_{VTO} = (551,26 - 135) \cdot (1 - 0,3) = 291,382 \text{ KN} \Longrightarrow P_{VTO} = 291,382 \text{ KN.}$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{pdf} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 551,26 * 0,1 * 25 = 1378,15 \text{ KN} . \quad \Longrightarrow P_{df} = 1378,15 \text{ KN} .$$

$$P_{radier} = 4134,45 + 2362,5 + 291,382 + 1378,15 \Longrightarrow P_{radier} = 8166,482 \text{ KN} .$$

• **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}; Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 8166,482 + 40244,36 = 48410,842 \text{ KN} \quad \Longrightarrow G_{tot} = 48410,842 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = 3,5 * 551,26 + 5599,49 = 7528,9 \text{ KN} \quad \Longrightarrow Q_{tot} = 7528,9 \text{ KN.}$$

• **Combinaison d'actions :**

✓ A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 76647,98 \text{ KN}$

✓ A l'ELS : $N_s = G + Q = 55939,742 \text{ KN}$

d. Vérifications :

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 * 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{76647,98 * 1}{551,26} * \frac{4,2}{2} = 583,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{583,97 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

► **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

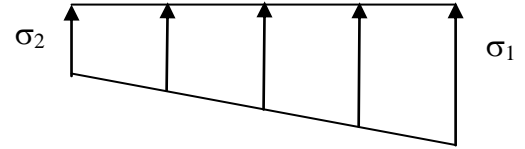


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,45 \text{ m.} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 10,20 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24,9 \cdot 20,4^3}{12} = 17616,05 \text{ m}^4 \quad \Longrightarrow \quad I_{xx} = 17616,05 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{20,4 \cdot 24,9^3}{12} = 26245,023 \text{ m}^4 \quad \Longrightarrow \quad I_{yy} = 26245,023 \text{ m}^4.$$

- **Sens longitudinal :**

$$M_x = 220315,409 + (8486,36 \cdot 1) = 228801,769 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76647,98}{551,26} + \frac{228801,769}{26245,023} \cdot 12,45 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_1 = 247,579 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76647,98}{551,26} - \frac{228801,769}{26245,023} \cdot 12,45 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_2 = 30,503 \text{ KN/m}^2.$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3 \cdot 247,579 + 30,503}{4} = 193,31 \text{ KN/m}^2.$

$$\sigma_m = 193,31 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55939,742}{551,26} + \frac{228801,769}{26245,023} \cdot 12,45 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_1 = 210,014 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55939,742}{551,26} - \frac{228801,769}{26245,023} * 12,45 \implies \sigma_2 = -7,061 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 * 210,014 - 7,061}{4} = 155,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 155,74 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \implies \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_y = 242228,013 + (9156,46 * 1) = 251384,473 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76647,98}{551,26} + \frac{251384,473}{17616,053} * 10,20 \implies \sigma_1 = 284,597 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76647,98}{551,26} - \frac{251384,473}{17616,053} * 10,20 \implies \sigma_2 = -6,515 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 * 284,597 - 6,515}{4} = 211,819 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 211,819 \text{ KN/m}^2 < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN / m}^2 \implies \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55939,742}{551,26} + \frac{251384,473}{26245,023} * 10,20 \implies \sigma_1 = 247,032 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55939,742}{551,26} - \frac{251384,473}{26245,023} * 10,20 \implies \sigma_2 = -44,079 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 * 247,032 - 44,079}{4} = 174,25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 174,25 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \implies \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

Contrainte		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	xx	247,579	30,503	193,31	210,014	-7,061	155,74
	yy	284,597	-6,514	211,819	247,032	-44,079	147,25
σ_m^{max}		211,819			147,25		

Tableau VI.4 : R\^esum\^e des r\^esultats des contraintes \^a l'ELU et \^a l'ELS.

➤ **V\^erification de l'effort de sous pression :**

Cette v\^erification justifi\^ee le non soul\^evement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique .

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,00 \text{m}$) ;

$$P = 48410,842 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \cdot 551,26 \cdot 10 \cdot 1 = 8268,9 \text{ KN.}$$

$P = 48410,842 \text{ KN} \gg 8268,9 \text{ KN} \implies$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à L'ELU ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

a : Epaisseur du poteau ou du voile ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m) ;

h : Hauteur de la nervure égale à 100 cm .

• **Vérification pour les poteaux :**

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,55 + 0,4 + 2 \cdot 1) \cdot 2 = 5,9 \text{ m.}$$

$$N_u = 2977,38 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \cdot 5,9 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 4425 \text{ KN.}$$

$N_u = 2977,38 \text{ KN} < 4425 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée.

• **Vérification pour les voiles :**

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,2 + 1 + 2 \cdot 1) \cdot 2 = 3,2 \text{ m.}$$

$$N_u = 2038,61 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \cdot 3,2 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 2400 \text{ KN.}$$

$N_u = 2038,61 \text{ KN} < 2400 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée.

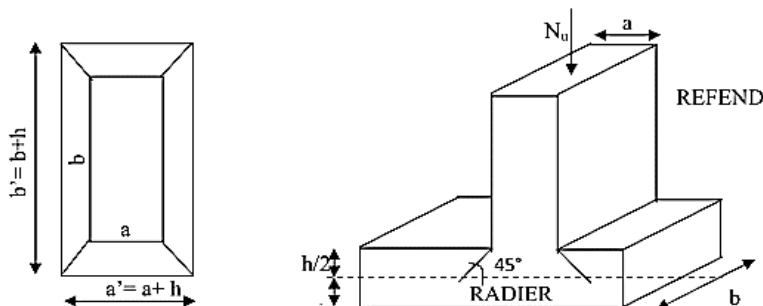


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

1-3) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (*BAEL 91modifié 99*) ; on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

▪ **1^{er} Cas:** Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

▪ **2^{eme} Cas :** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients ($\mu_x ; \mu_y$) sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = l_x / l_y$; ($l_x < l_y$).

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a) Ferrailage de la dalle :**➤ Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,15}{4,20} = 0,98 \quad \Longrightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

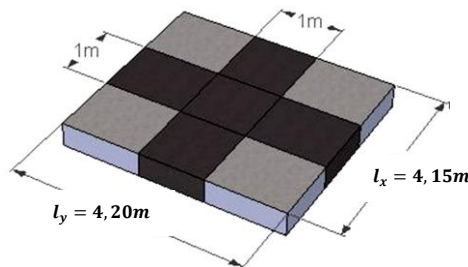


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = 211,819 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = 174,25 \text{ KN/m}^2.$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(211,819 - \frac{8166,482}{551,26} \right) \times 1m = \mathbf{197,00 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(174,25 - \frac{8166,482}{551,26} \right) \times 1m = \mathbf{159,435 \text{ KN/ml.}}$$

a.1) Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} \rho = 0,98 \\ \nu = 0 \end{cases} \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

- Moment isostatique :

Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0385 \times 197 \times 4,15^2 \implies M_{0x} = 130,62 \text{ KN.m.}$

Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,956 \times 130,62 \implies M_{0y} = 124,87 \text{ KN.m.}$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,3M_0.$
 - Moment en travée : $M_t = 0,85M_0.$
- Pour les panneaux intermédiaires :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0.$
 - Moment en travée : $M_t = 0,75M_0.$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suite :

▪ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 130,62 = 97,965 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 124,87 = 93,653 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 130,62 = -65,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 124,87 = -62,44 \text{ KN.m.}$$

a.2) Ferrailage du panneau :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{65,31 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_i = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,9675$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65,31 \times 10^6}{0,9675 \times 270 \times 348} = 7,18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2.$ avec $S_t = 12\text{cm.}$

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u	μ	β	obs	A (cm ²)	ferrailage	$A_{adoptée}$	S_t
x-x	Appuis	-65,31	0,063	0,9675	SSA	7,180	8HA12	9,05	12
	Travée	97,965	0,094	0,9510	SSA	10,96	8HA14	12,31	12
y-y	Appuis	-62,44	0,060	0,9630	SSA	6,850	8HA12	9,05	12
	Travée	93,653	0,090	0,9530	SSA	10,45	8HA14	12,31	12

Tableau VI.5 : Résultats des ferrailages.

a.3) Vérifications à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :(Art B.7.4 BAEL91/ modifié 99)**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

- Armatures parallèles à l_x :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \quad \Longrightarrow \quad A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b \cdot h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400 MP_a$.

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0,98}{2} \times 100 \times 30 \quad \Longrightarrow \quad A_{min}^x = 2,42 \text{ cm}^2.$$

- Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \quad \Longrightarrow \quad A_{min}^y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \quad \Longrightarrow \quad A_{min}^y = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9,05	2,42	Condition vérifiée
	Travée	12,31		Condition vérifiée
yy	Appuis	9,05	2,4	Condition vérifiée
	travée	12,31		Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ Vérification des espacements :(Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Dans le sens xx :

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = \text{min} \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy :

$$S_t \leq \text{min} \{4h ; 45\text{cm}\} = \text{min} \{4 \times 30 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 45 \text{ cm}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement:(Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MP_a \right)$

Avec :

$$P = q_{um} l_x l_y = 197 \times 4,15 \times 4,20 = 3433,71 \text{ KN/m}^2;$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MP_a \right) = (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}.$$

- Sens x-x :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3433,71}{3 \times 4,20} = 272,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{272,51 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3433,71}{2 \times 4,2 + 4,15} = 273,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{273,6 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

a.4) Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,98 \\ \nu = 0,2 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0459 \times 159,435 \times 4,15^2 = 126,035 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,970 \times 126,035 = 122,25 \text{ KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_x^t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 126,035 = 94,526 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 122,25 = 91,687 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_x^a = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 126,035 = -63,017 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 122,25 = -61,125 \text{ KN.m}$$

a.5) Vérification état limite de compression :

▪ Contrainte dans les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9,05}{100 \cdot 27} \implies \rho_1 = 0,335 \implies \beta_1 = 0,9097 \implies K_1 = 40,42$$

$$\sigma_s = \frac{63,017 \cdot 10^6}{0,9097 \cdot 270 \cdot 905} \implies \sigma_s = 283,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 283,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{283,49}{40,42} \implies \sigma_{bc} = 7,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 7,01 MP_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	Ms(KN.m)	A(ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
X-X	appuis	-63,017	9,05	0,335	0,9097	40,42	283,49	348	7,01	15	CV
	Travée	94,526	12,31	0,445	0,8984	34,23	316,56		9,24		CV
Y-Y	appuis	-61,125	9,05	0,335	0,9097	47,90	274,98		5,74		CV
	Travée	91,687	12,31	0,445	0,8984	34,23	307,05		8,97		CV

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

b) Ferrailage 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 longueur.

b.1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = q_u = 197KN/ml.$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-197 \times 0,5^2}{2} = -24,63 KN.m$$

A l'ELS: $P_s = q_s = 159,435KN/ml.$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-159,435 \times 0,5^2}{2} = -19,92KN.m$$

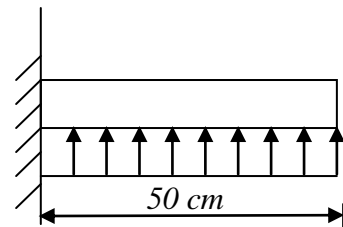


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

b.2) Calcul des armatures :

$b=1m$; $d=27cm$; $f_{bc} = 14,2 MP_a$; $\sigma_s = 348MP_a$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,63 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu \implies \beta = 0,9885$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,63 \times 10^6}{0,9885 \times 270 \times 348} = 2,65cm^2/ml.$$

Soit : $A_a = 5HA12 = 5,65 cm^2$ avec : $St = 20 cm$

b.3) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99)**

On doit vérifier que : $A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 27 * \frac{2,1}{348} = 3,74cm^2.$$

$$A_a = 5,65cm^2 > A_{min} = 3,74cm^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,56}{4} = 1,39cm^2$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3,14 cm^2$ avec : $St = 25 cm.$

b.4) Vérification à l'ELS :➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 42} = 0.134 \implies \beta_1 = 0.939 \implies \alpha_1 = 0.183$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.183}{15(1 - 0.183)} = 0.015.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{19,92 \times 10^6}{0.939 \times 270 \times 565} = 139,06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 139,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification état limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.015 \times 139,06 = 2.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c) Etude des nervures :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$b_n = 40 \text{ cm} \quad ; \quad h_n = 100 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

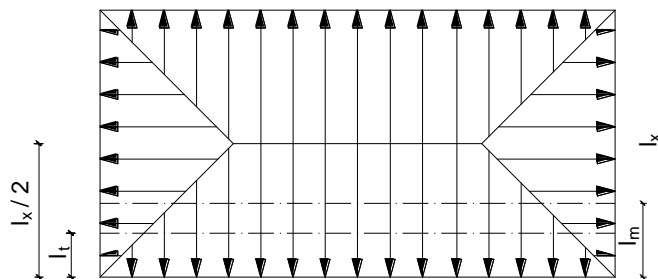


Figure VI.6 : Présentation des chargements.

1-Charges revenant à la nervure :

- ◆ Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

- ◆ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2-Charges à considérer :

- ◆ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- ◆ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3-Détermination des charges :

$$l'ELU: q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(211,819 - \frac{8166,482}{551,26} - \frac{3375}{135} \right) = 172,00 \text{ KN/ml}$$

$$l'ELS: q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(174,25 - \frac{8166,482}{551,26} - \frac{3375}{135} \right) = 134,43 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 2 dans le sens $X - X$, et la file E dans le sens $Y - Y$

➤ **Sens longitudinale** : Nervure (file 2) :

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.25	4.15	0.783	trapézoïdale	1.292	1.126	172	134.43	222.361	422.438	173.790	330.165	193.791	354.158	151.461	276.799
	2	3.25	3.52	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		160.366		125.337	
B - C	1	4.2	4.15	0.988	trapézoïdale	1.399	1.062	172	134.43	240.749	472.591	188.162	369.363	182.673	379.077	142.772	296.275
	2	4.2	3.52	0.838	trapézoïdale	1.347	1.141	172	134.43	231.842		181.201		196.404		153.503	
C - D	1	3.25	4.15	0.783	trapézoïdale	1.292	1.12	172	134.43	222.361	422.438	173.790	330.165	193.791	354.158	151.461	276.799
	2	3.25	3.52	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		160.366		125.337	
D - E	1	3.2	4.15	0.771	trapézoïdale	1.282	1.124	172	134.43	220.658	420.045	172.459	328.294	193.387	354.868	151.145	277.354
	2	3.2	3.52	0.909	trapézoïdale	1.159	0.938	172	134.43	199.387		155.835		161.480		126.208	
E - F	1	3.25	4.15	0.783	trapézoïdale	1.292	1.126	172	134.43	222.361	422.438	173.790	330.165	193.791	354.158	151.461	276.799
	2	3.25	3.52	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		160.366		125.337	
F - G	1	4.2	4.15	0.988	trapézoïdale	1.399	1.062	172	134.43	240.749	472.591	188.162	369.363	182.673	379.077	142.771	296.275
	2	4.2	3.52	0.838	trapézoïdale	1.347	1.141	172	134.43	231.842		181.201		196.404		153.503	
G - H	1	3.25	4.15	0.783	trapézoïdale	1.292	1.126	172	134.43	222.361	422.438	173.790	330.165	193.791	354.158	151.461	276.799
	2	3.25	3.52	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		160.366		125.337	

Tableau VI.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ **Sens transversal:** Nervure (file E) :

travée	panneau	l_y	l_x	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.52	4.2	0.838	trapézoïdale	1.347	1.141	172	134.43	231.842	431.920	181.201		196.404		153.503	
	2	3.52	3.25	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		337.576		160.366	
B - C	1	4.15	4.2	0.988	trapézoïdale	1.399	1.062	172	134.43	240.749	463.110	188.162	361.952	182.673	376.465	142.772	294.233
	2	4.15	3.25	0.783	trapézoïdale	1.292	1.126	172	134.43	222.361		173.790		193.791		151.461	
C - D	1	2.38	4.2	0.566	trapézoïdale	1.062	0.998	172	134.43	182.771	350.863	142.848	274.224	171.817	321.615	134.287	251.364
	2	2.38	3.25	0.732	trapézoïdale	0.977	0.870	172	134.43	168.091		131.375		149.797		117.077	
D - E	1	2.38	4.2	0.566	trapézoïdale	1.062	0.998	172	134.43	182.771	350.863	142.848	274.224	171.817	321.615	134.287	251.364
	2	2.38	3.25	0.732	trapézoïdale	0.977	0.870	172	134.43	168.091		131.375		149.797		117.077	
E - F	1	4.15	4.2	0.988	trapézoïdale	1.399	1.062	172	134.43	240.749	463.110	188.162	361.952	182.673	376.465	142.772	294.233
	2	4.15	3.25	0.783	trapézoïdale	1.292	1.126	172	134.43	222.361		173.790		193.791		151.461	
F - G	1	3.52	4.2	0.838	trapézoïdale	1.347	1.141	172	134.43	231.842	431.920	181.201		196.404		153.503	
	2	3.52	3.25	0.923	trapézoïdale	1.163	0.932	172	134.43	200.077		156.374		337.576		160.366	

Tableau VI.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

4-Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

➤ **Sens longitudinal :**

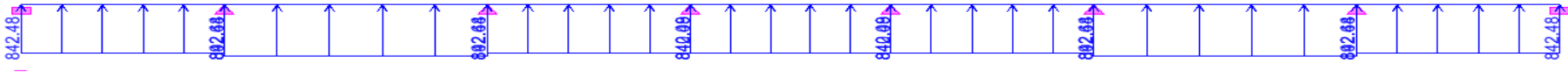


Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

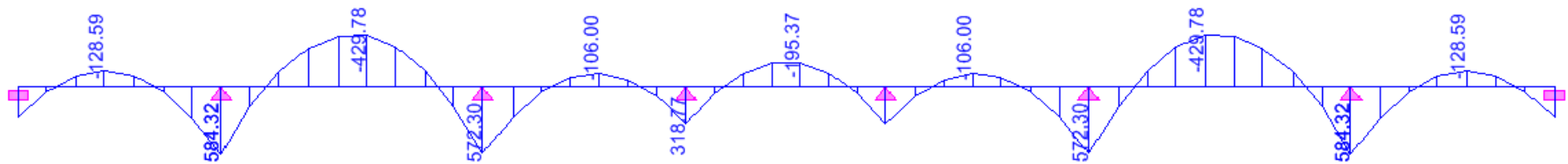


Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

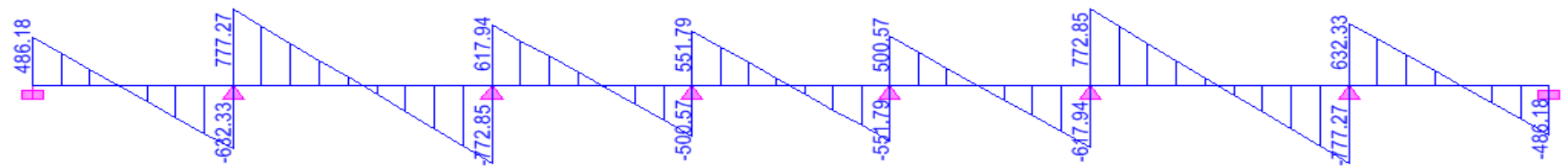


Figure VI.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

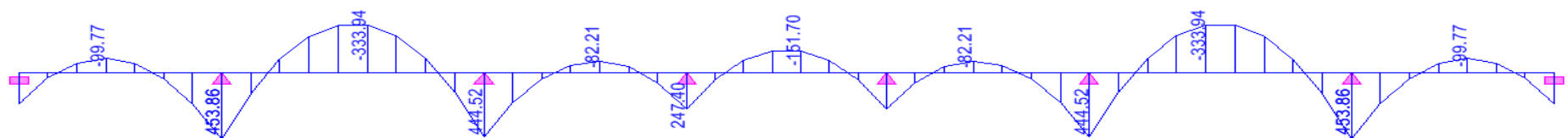


Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

➤ Sens transversal :

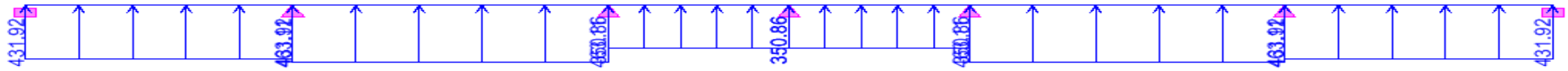


Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

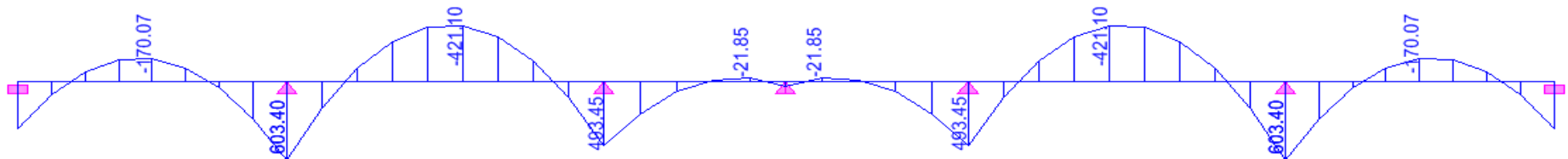


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

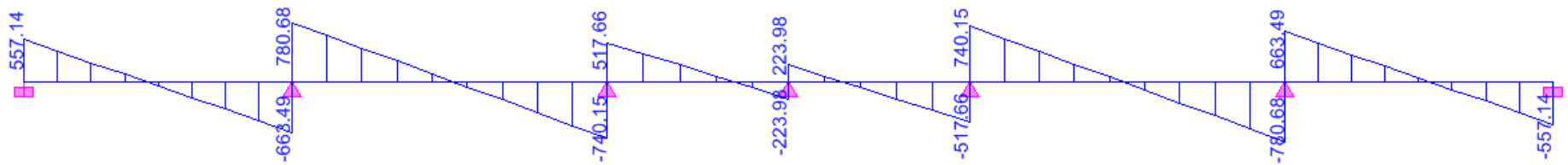


Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

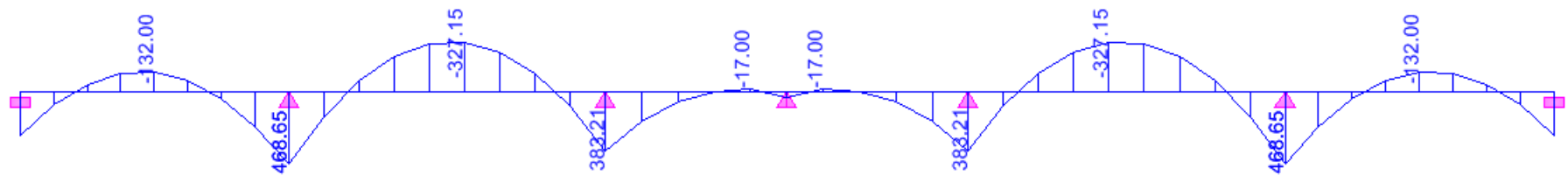


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(KN.m)$	584.32	453.86	603.40	468.65
$M_{tmax}(KN.m)$	429.78	333.94	421.10	327.15
$T_{max}(KN)$	777.27		780.68	

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures.

5-Calcul des Armatures :

➤ **Armatures longitudinales:** $b = 40cm$; $d = 97 cm$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}(cm^2)$
xx	Appuis	584.32	0.110	0.942	SSA	18.37	4HA20 filante + 4HA16 = 20.60
	Travée	429.78	0.080	0.958	SSA	13.29	4HA16+4HA14 = 14,20
yy	Appuis	603.40	0.112	0.94	SSA	19.01	6HA20 filante + 4HA16 = 20.60
	travée	421.10	0.078	0.959	SSA	13.00	4HA20+4HA16 = 14,20

Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales :** (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 mm \quad \text{Soit : } \phi = 8 mm$$

Espacement des armatures :

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 10 cm$$

Soit $S_t = 10 cm$ en zone nodale.

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm \quad \text{Soit : } S_t = 20 cm$$

Soit $S_t = 20cm$ en zone courante.

➤ **Armatures transversales minimales :** (Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003)

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 cm^2$$

Soit : $A_t = 5HA8 = 2,51 cm^2$ (02 cadres et 01 étrier).

➤ **Armatures de peau** :(Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

6-Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité** :(Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 4.7 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.7 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.7 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

▪ **Sens longitudinale :** $T_u^{max} = 777.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{777.27 \times 10^3}{400 \times 970} = 2.00 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens transversal :** $T_u^{max} = 780.68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{923.46 \times 10^3}{400 \times 970} = 2.38 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de la compression du béton** :

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans l'acier :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

<i>Sens</i>	<i>zone</i>	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	<i>OBS</i>
<i>xx</i>	<i>Appuis</i>	20.60	453.86	0.212	0.926	52.57	245.28	348	4.66	15	<i>CV</i>
	<i>Travée</i>	14.20	333.94	0.146	0.937	58.53	258.74	348	4.42	15	<i>CV</i>
<i>yy</i>	<i>Appuis</i>	20.60	468.65	0.212	0.926	52.57	253.27	348	4.81	15	<i>CV</i>
	<i>travée</i>	14.20	327.15	0.146	0.937	58.53	253.48	348	4.33	15	<i>CV</i>

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à la plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- Vu la forme régulière de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.

Toute fois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

BIBLIOGRAPHIE

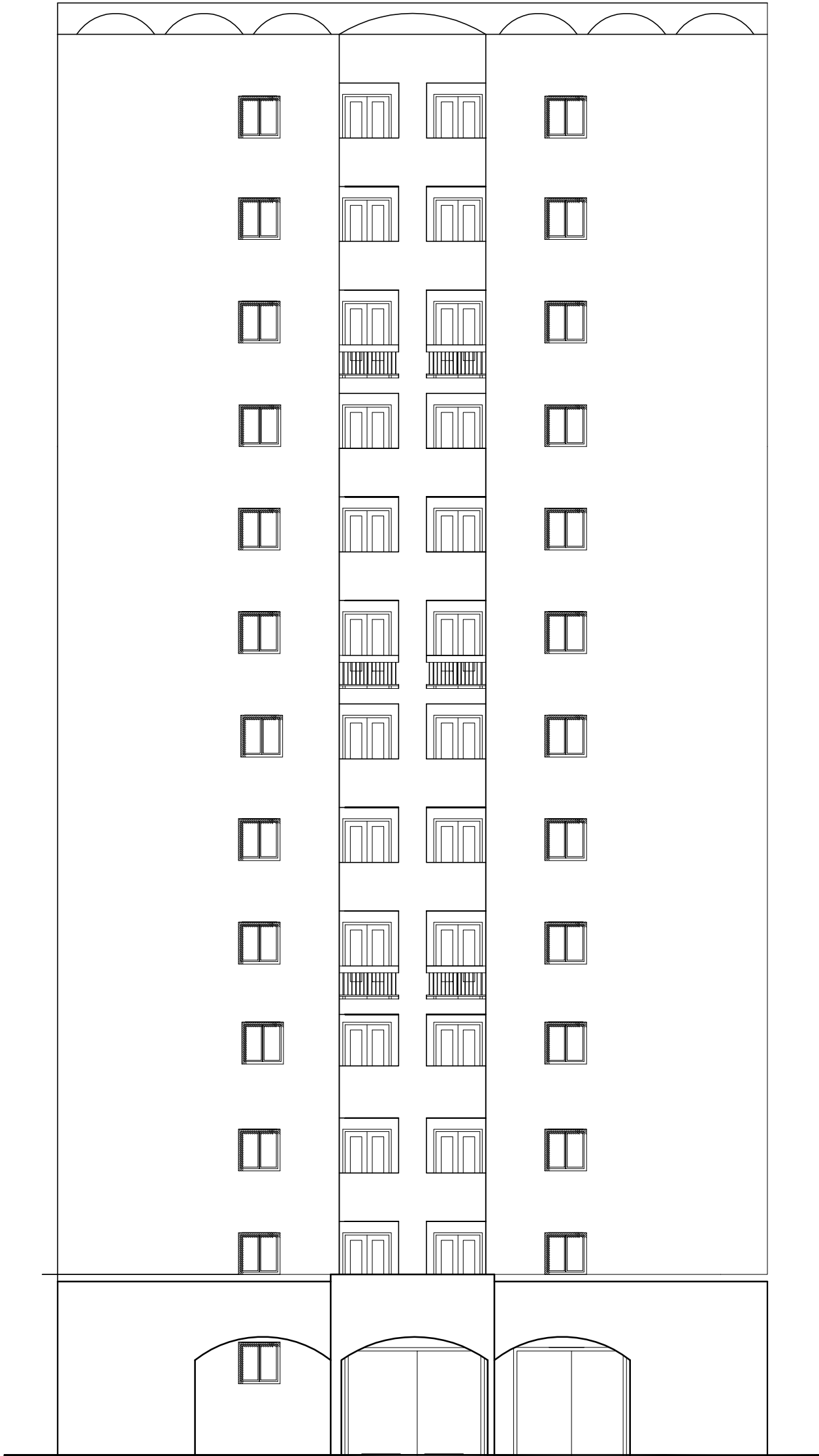
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (**BAEL 91 modifiées99**).

- Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/Version 2003**).

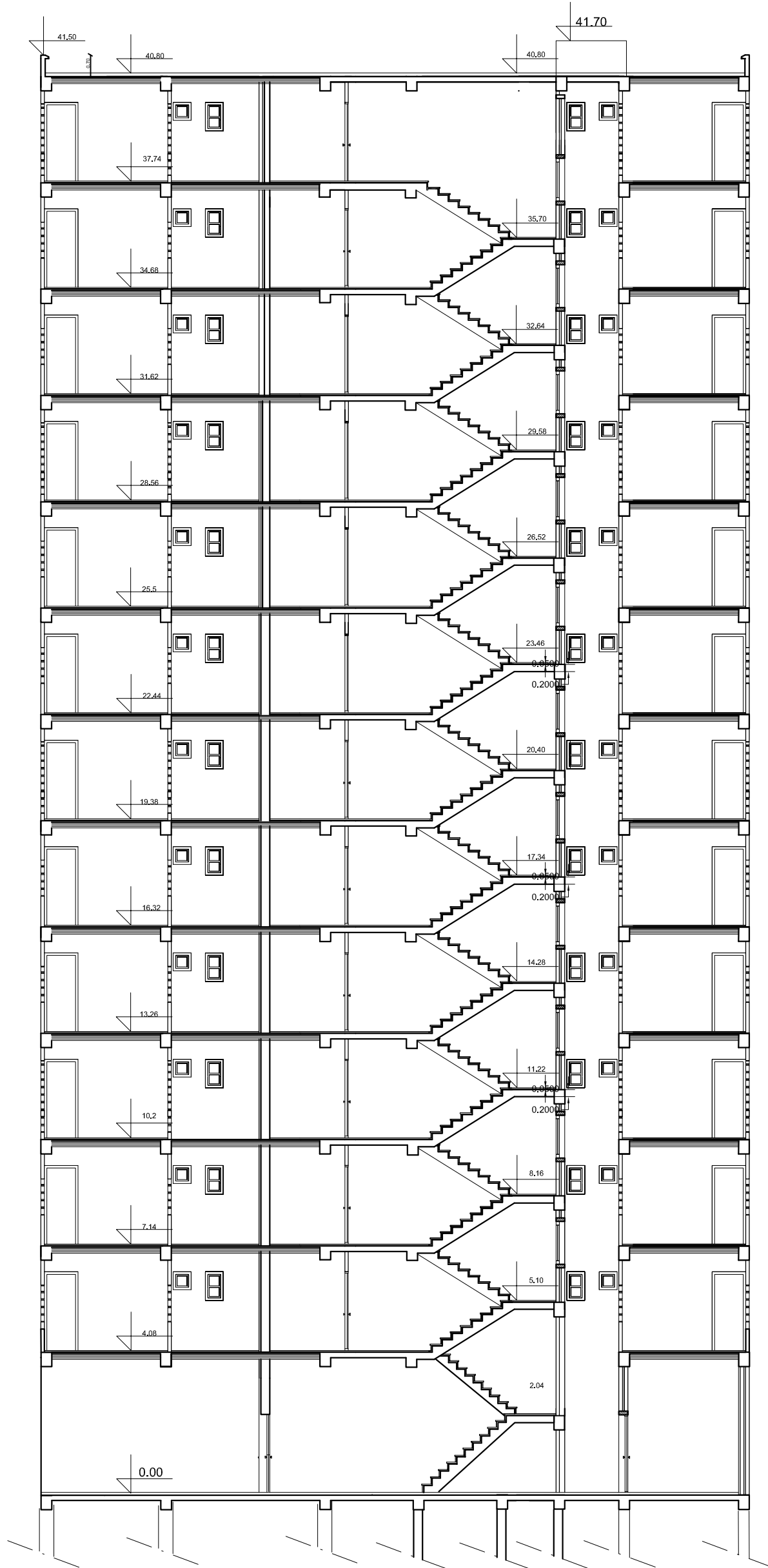
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.2**) « Charges permanentes et surcharges d'exploitation »

- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.

- Cours et TD des années de spécialité.



<p><i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i></p> <p>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>		
<p>ETUDIE PAR :</p> <p>Melles : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia</p>	<p>PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS</p>	<p>ECHELLE : 1/100</p>
<p>DIRIGE PAR :</p> <p>Mr : A.LOUZAI</p>	<p>TITRE DE LA PLANCHE : Plan de façade</p>	<p>PROMOTION : 2017/2018</p>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melles : BEN SLIMANE Kahina
BEN SLIMANE Olivia

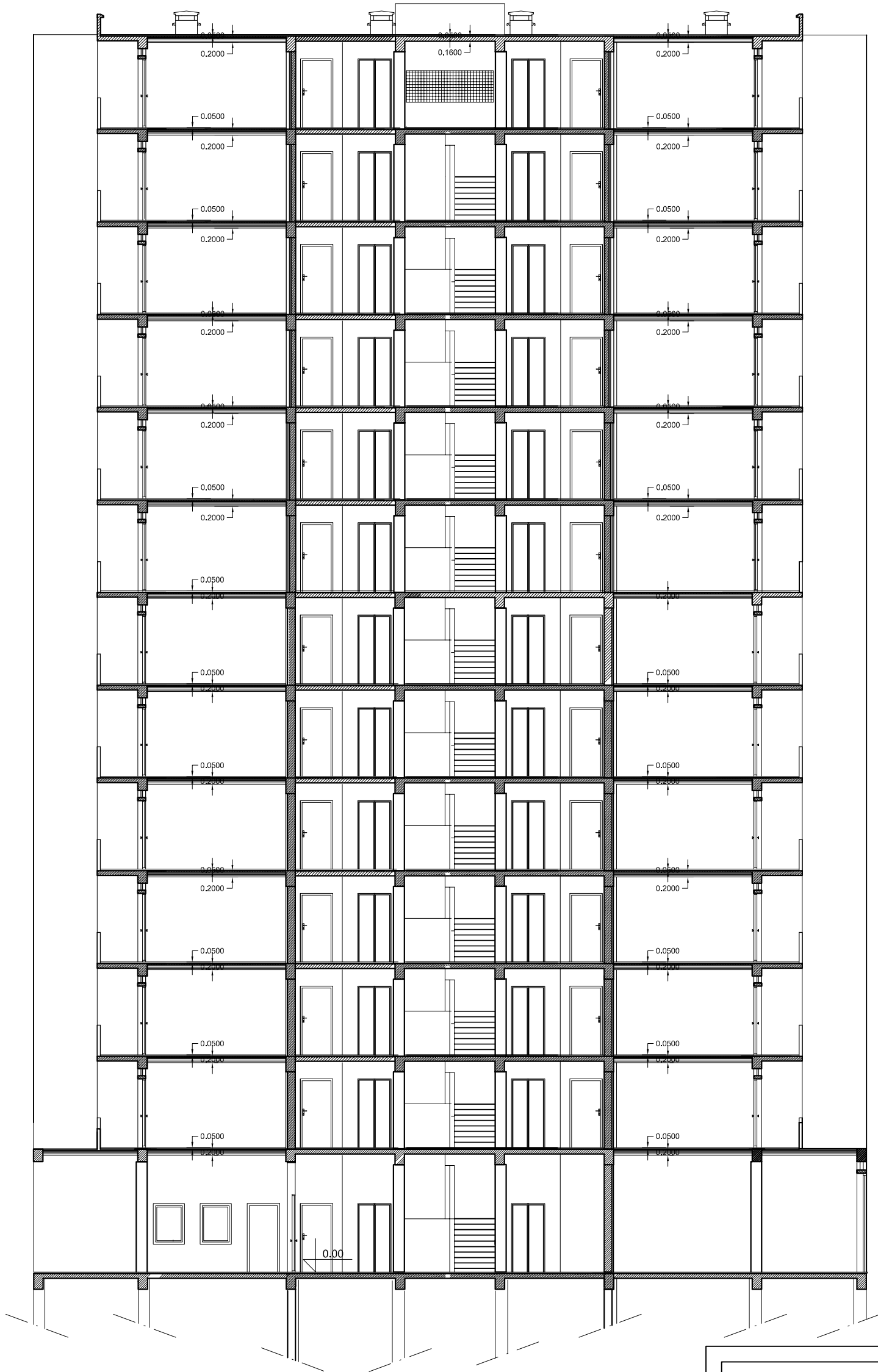
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+12) A VOILES PORTEURS

ECHELLE :
1/100

DIRIGE PAR :
Mr : A.LOUZAI

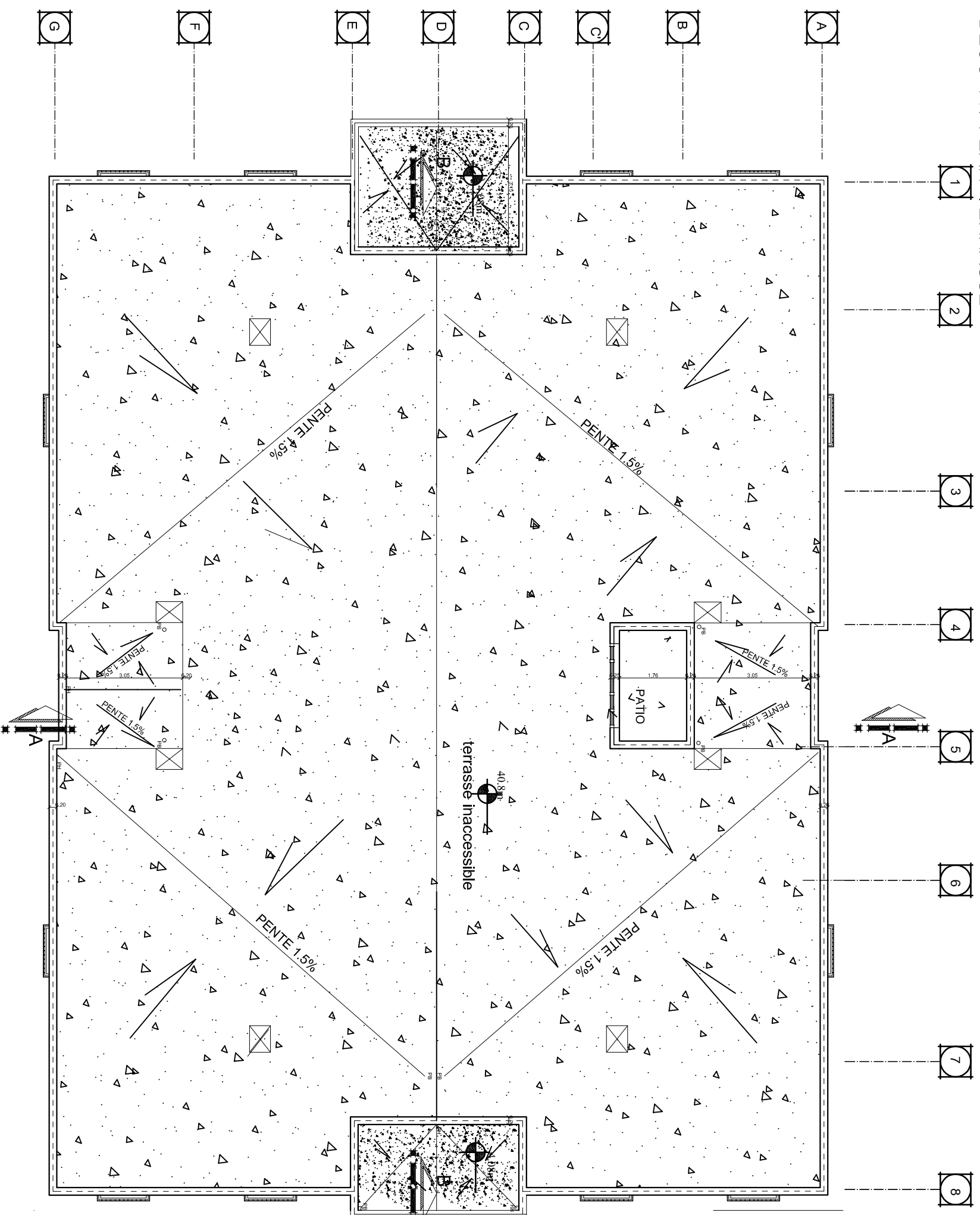
TITRE DE LA PLANCHE :
Plan de coupe A-A

PROMOTION :
2017/2018

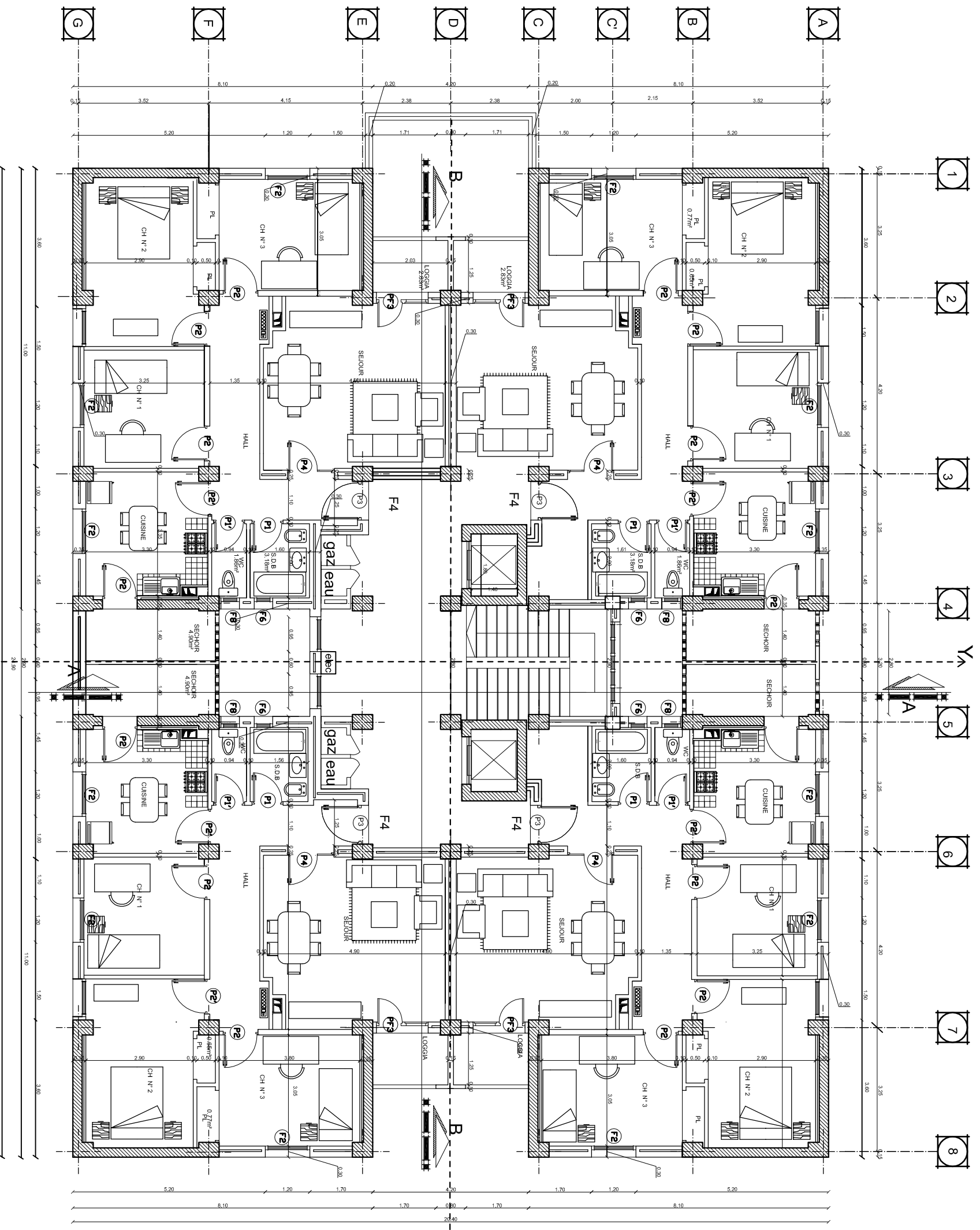


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Meses : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS	ECHELLE : 1/100
DIRIGE PAR : Mr : A.LOUZAI	TITRE DE LA PLANCHE : Plan de coupe B-B	PROMOTION : 2017/2018

BLOC 9.1 PLAN TERRASSE



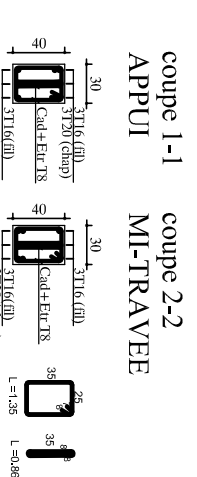
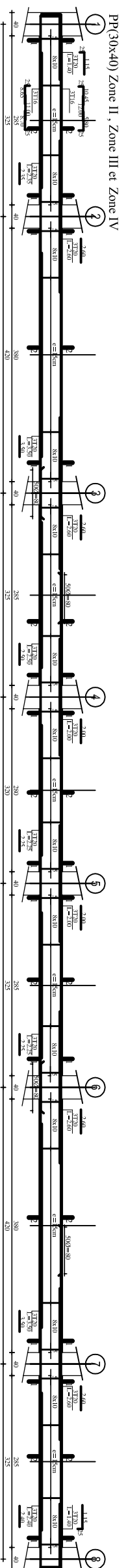
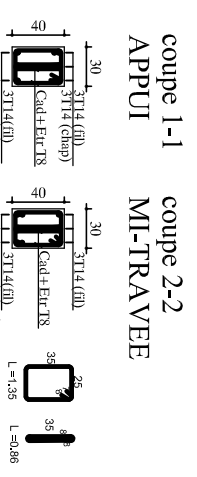
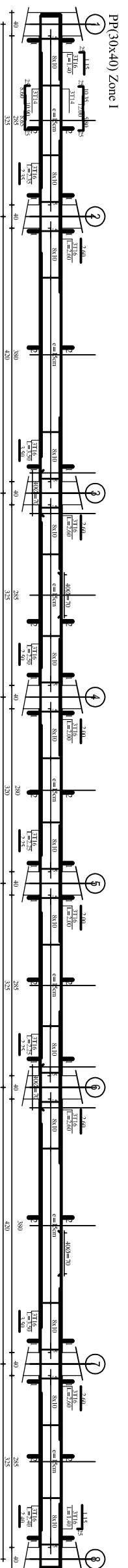
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Melès : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS	ECHELLE : 1/100
DIRIGE PAR : Mr : A.LOUZAI	TITRE DE LA PLANCHE : Plan de terrasse	PROMOTION : 2017/2018



X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Melles : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS	ECHELLE : 1/100
DIRIGE PAR : Mr : A.LOUZAI	TITRE DE LA PLANCHE : Plan d'étage courant	PROMOTION : 2017/2018

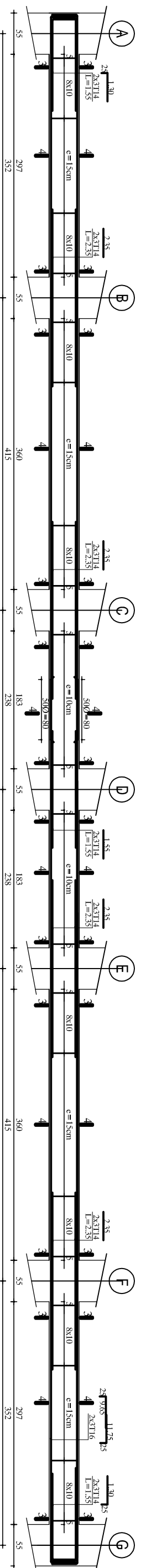
POUTRES PRINCIPALES



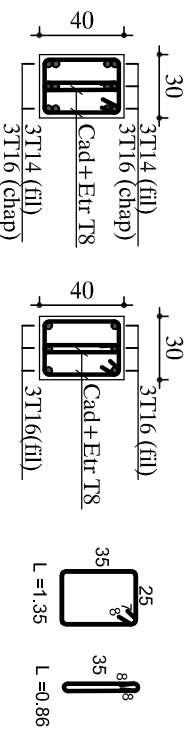
<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU</p> <p>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION</p> <p>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>		<p>PLANS:</p> <p>Ferraillage des Poutres principales</p>
<p>DIRECTEUR PAR:</p> <p>M^r ALLOUZI</p>	<p>ETUDE PAR:</p> <p>Mohamed BEN SLIMANE KARINA</p> <p>BEN SLIMANE OUBA</p>	<p>PROJETION:</p> <p>2017/2018</p>

POUTRES SECONDAIRE

PS(30x40) Zone I, Zone II, Zone III et Zone IV

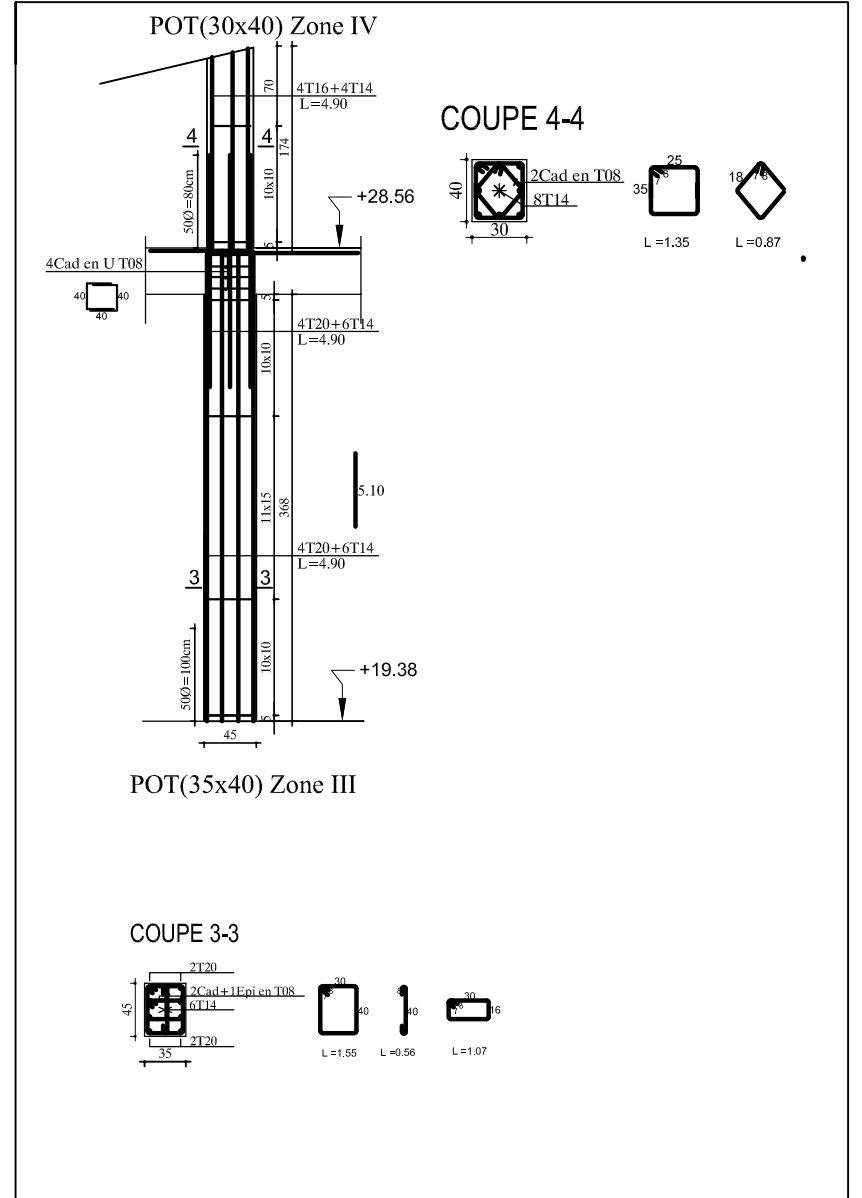
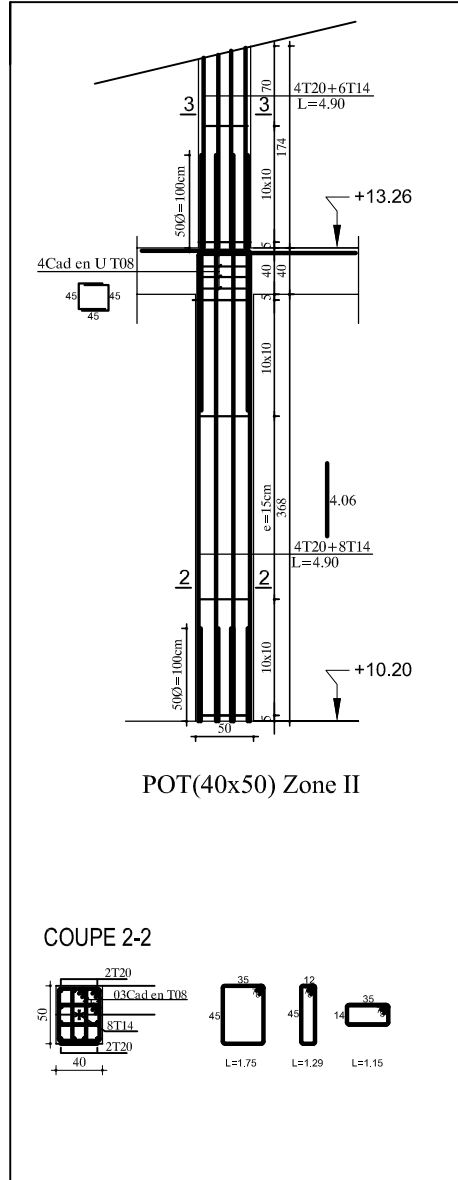
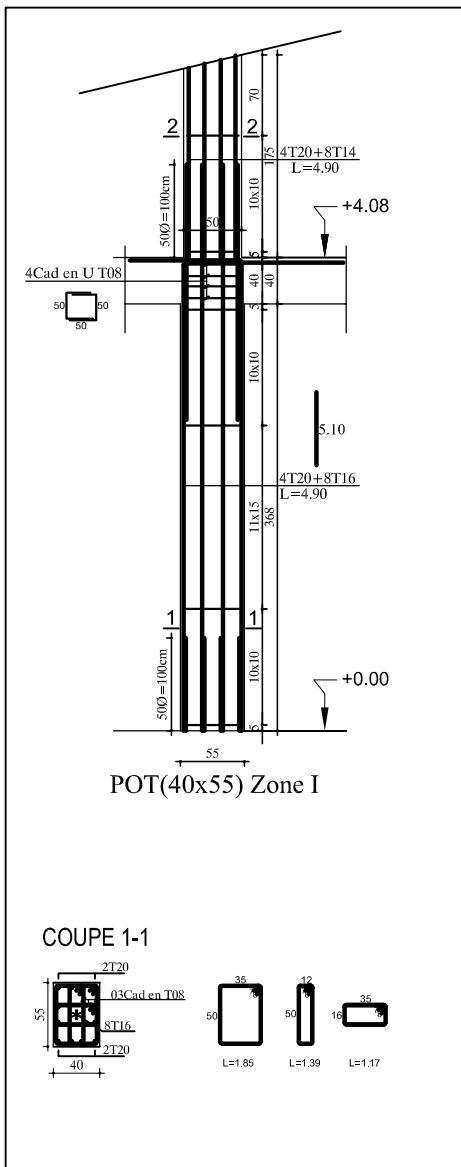


coupe 3-3 coupe 4-4
 APPUI MI-TRAVÉE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
DIRIGE PAR: Mr ALOUZAI	PLANS: Ferrillage des Poutres secondaires	
ETUDE PAR : Mellès : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia	PROMOTION: 2017/2018	


POTEAUX



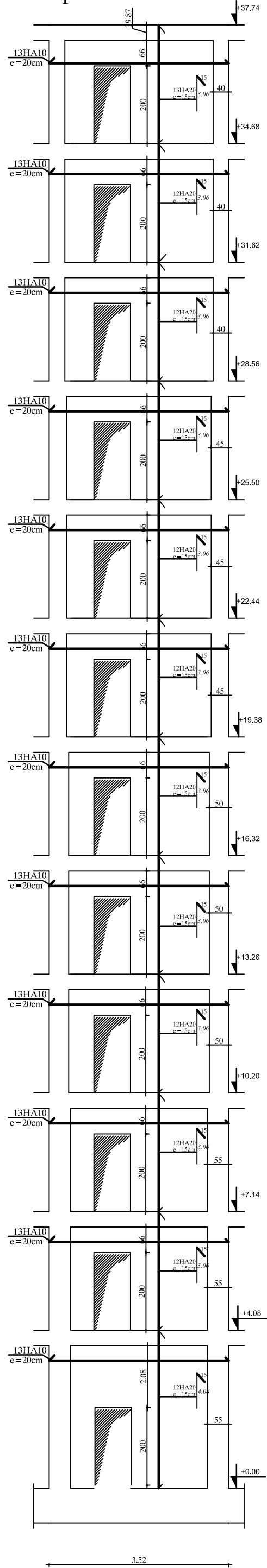
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr A.LOUZAI	PLANS: Ferrailage des Poteaux
ETUDIE PAR : Melles : BEN SLIMANE Kahlna BEN SLIMANE Olivia	PROMOTION: 2017/2018

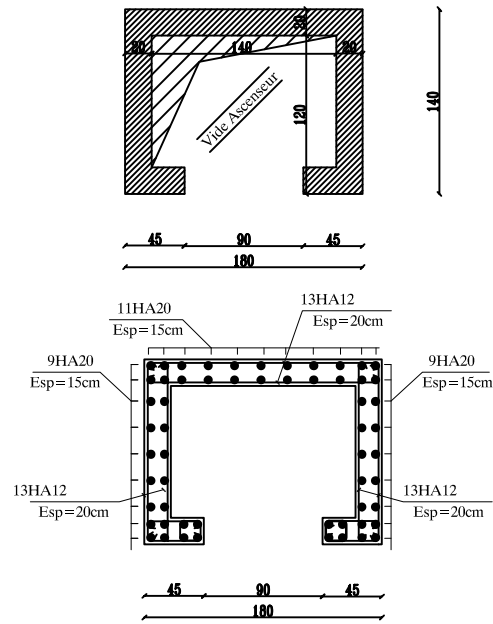


coupe verticale des voiles

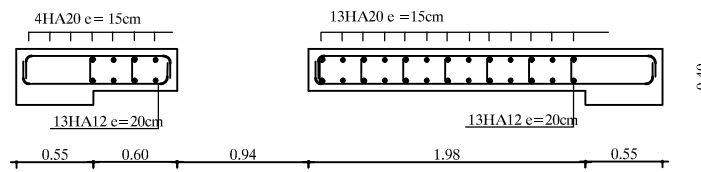


FERRAILLAGE DES VOILES D'ASCENSEUR

VUE EN PLAN

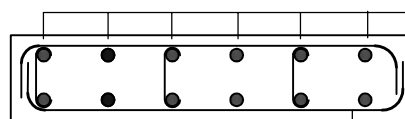


FERRAILLAGE DES VOILE AVEC OUVERTURE



FERRAILLAGE LINTEAU

6HA14 e= 15cm



5HA12 e= 20cm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR:
Mr A.LOUZAI

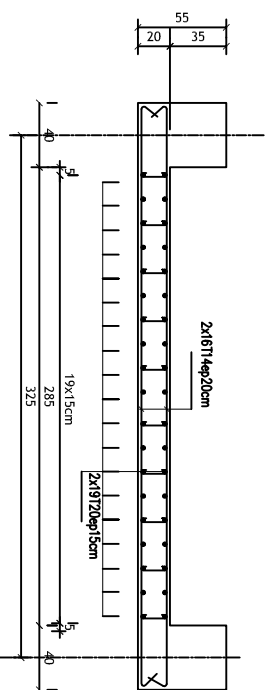
PLANS:
Ferrailage des Voiles avec ouvertures

ETUDIE PAR :
Melles : BEN SLIMANE Kahina
BEN SLIMANE Olivia

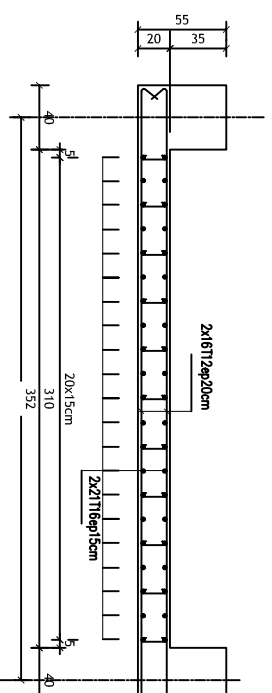
PROMOTION:
2017/2018



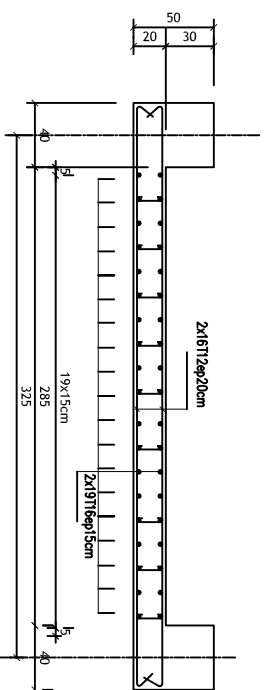
voile longitudinal zone 1 (RDC, 1)



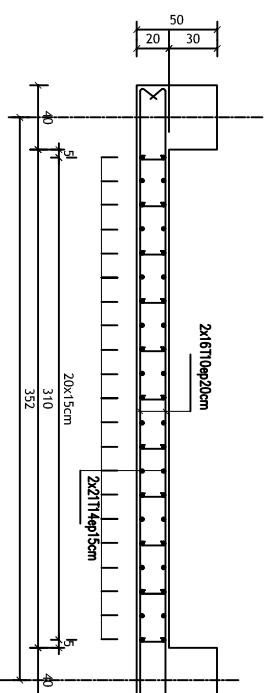
voile transversal zone 1 (RDC, 2)



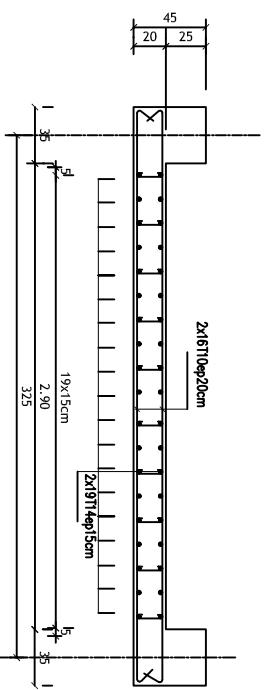
voile longitudinal zone 2



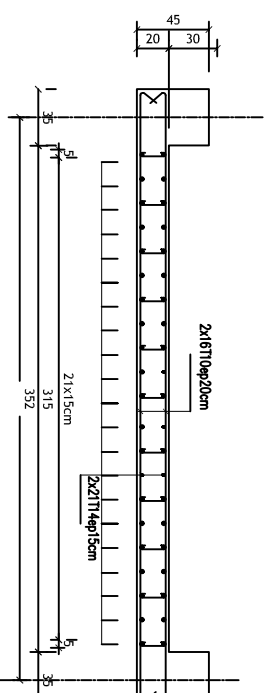
voile transversal zone 2



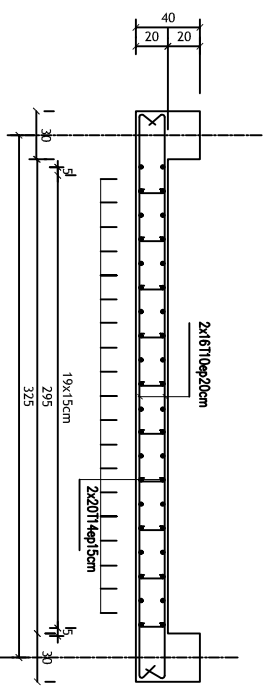
voile longitudinal zone 3



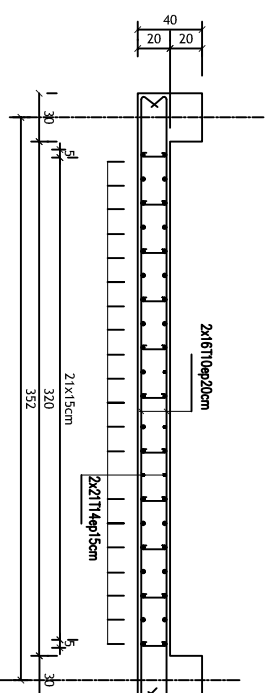
voile transversal zone 3




voile longitudinal zone 4

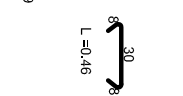
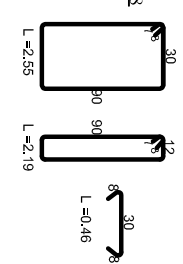
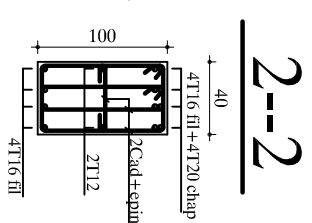
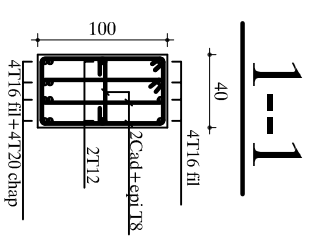
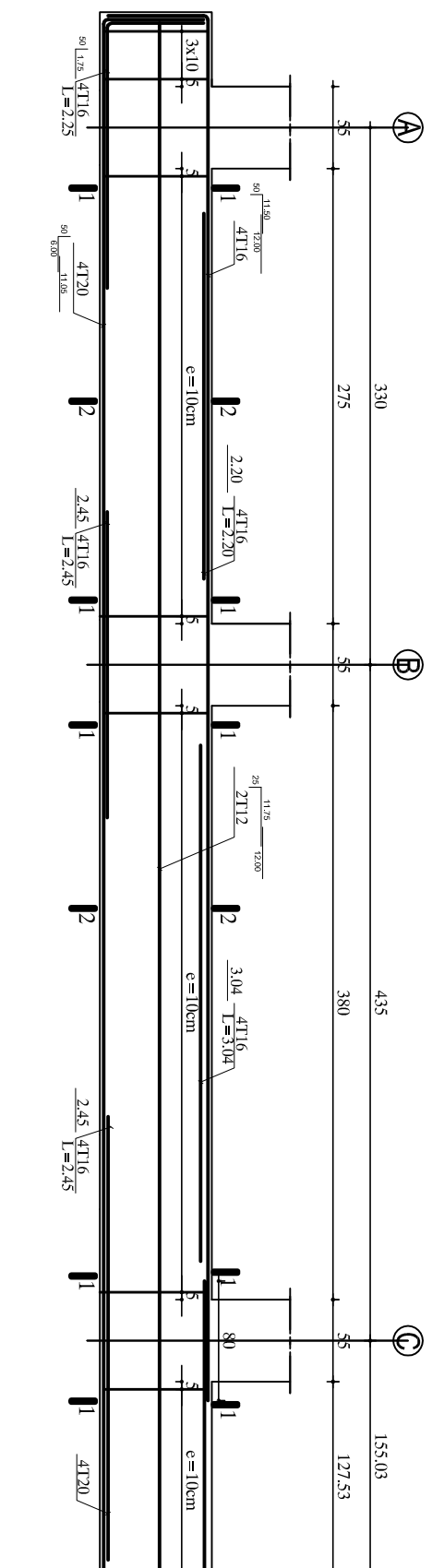


voile transversal zone 4

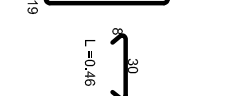
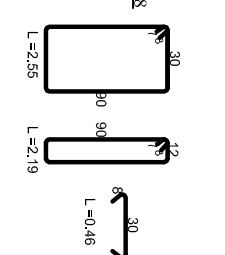
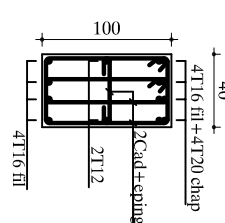
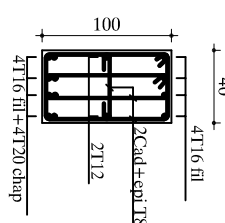
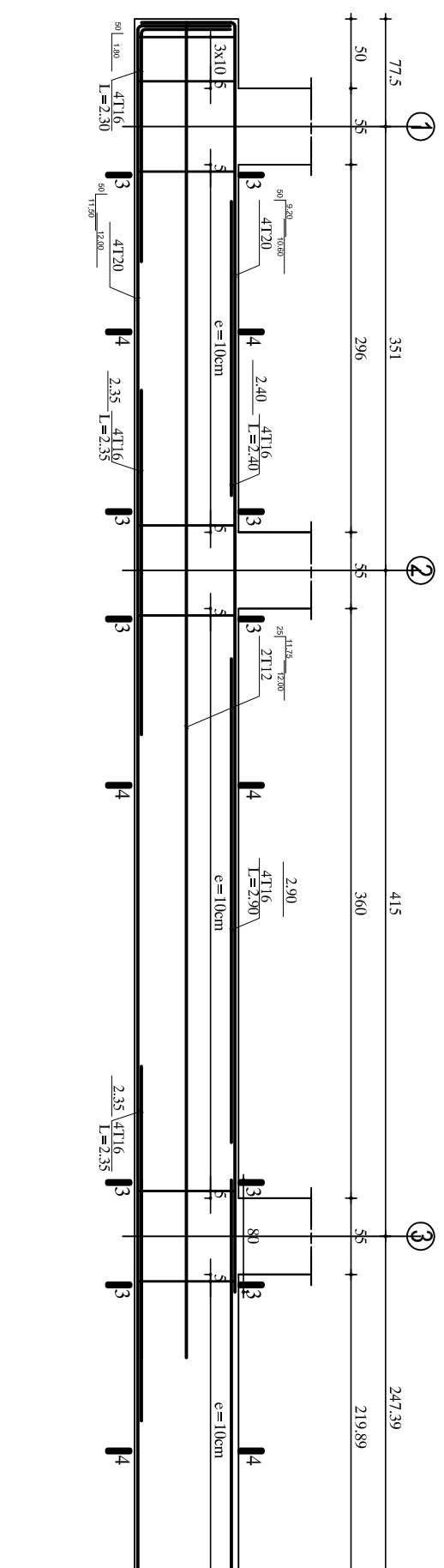


<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>		
<p>DIRIGE PAR: Mr. A.LOUZAI</p>	<p>PLANS: Ferrailage des Voiles .</p>	
<p>ETUDIE PAR : Meiles : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Olivia</p>	<p>PROMOTION: 2017/2018</p>	

FERRAILLAGE DES NERVURES SENS XX



FERRAILLAGE DES NERVURES SENS YY



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERTI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR :
 Mr A.LOUZAI

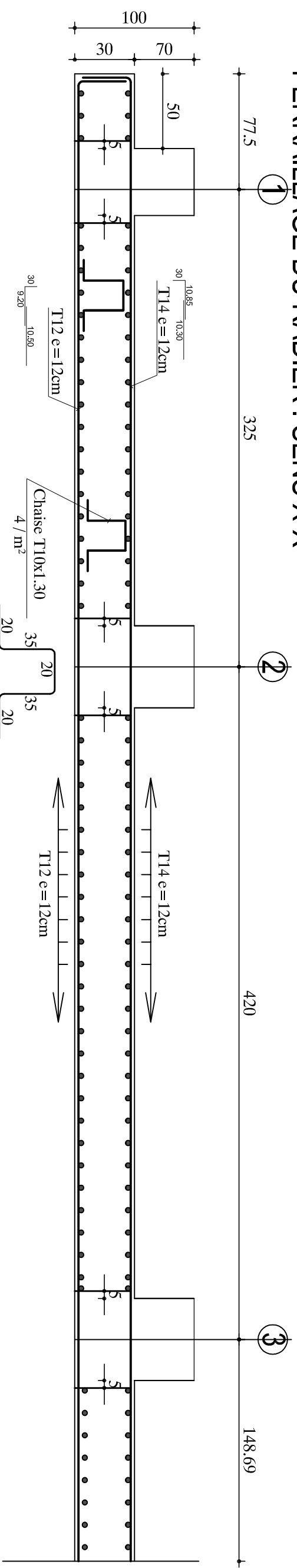
PLANS :
 Ferrillage des Nervures .

ETUDE PAR :
 Melles : BEN SLIMANE Kahina
 BEN SLIMANE Olivia

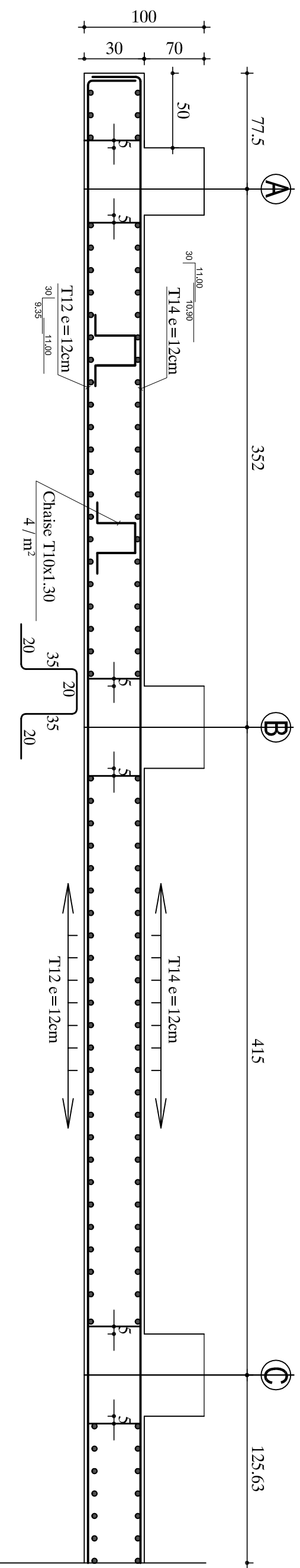
PROMOTION :
 2017/2018



FERRAILLAGE DU RADIER : SENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER : SENS Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

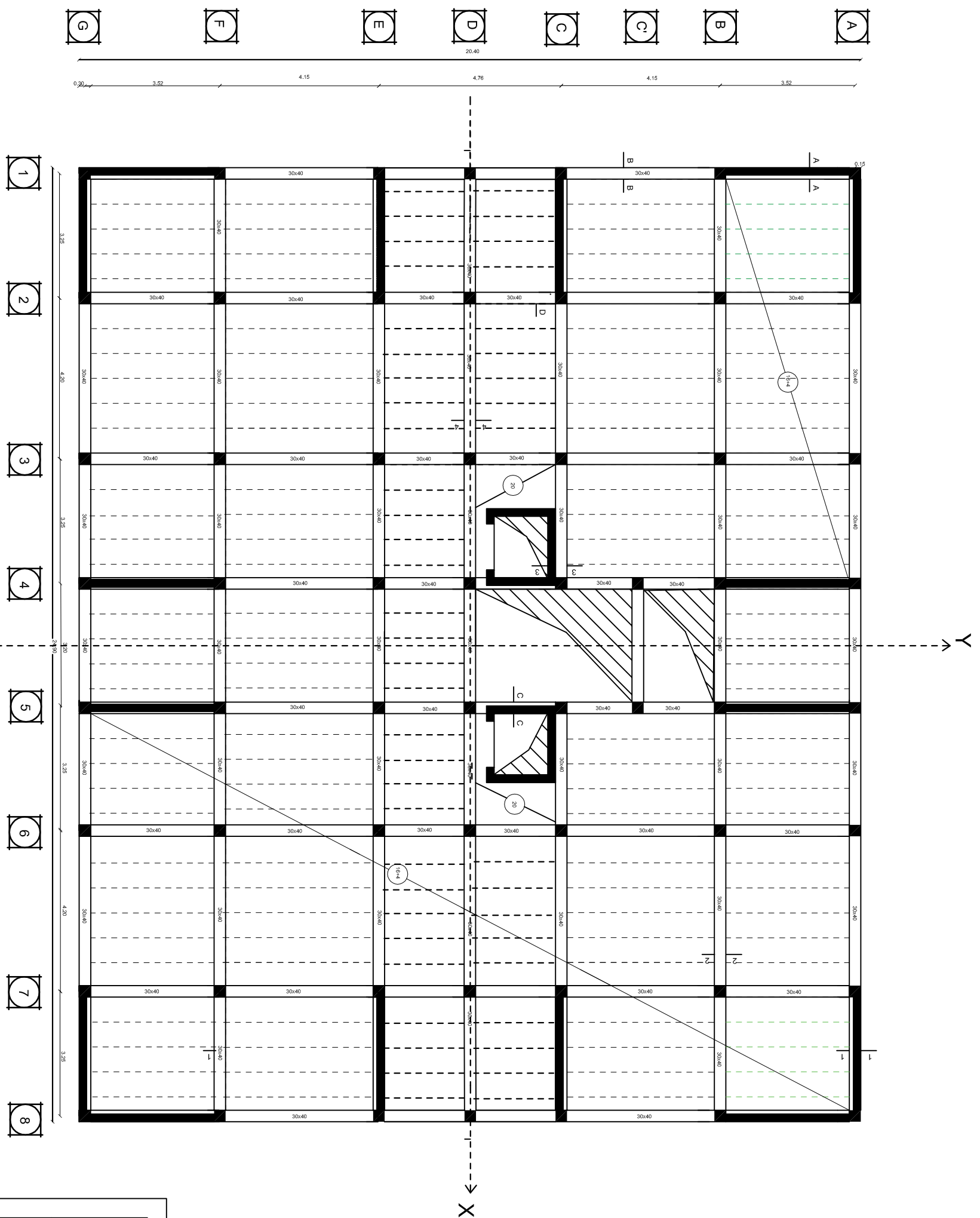
DIRIGE PAR:
 Mr A.LOUZAI

PLANS:
 Ferrailage du radier .

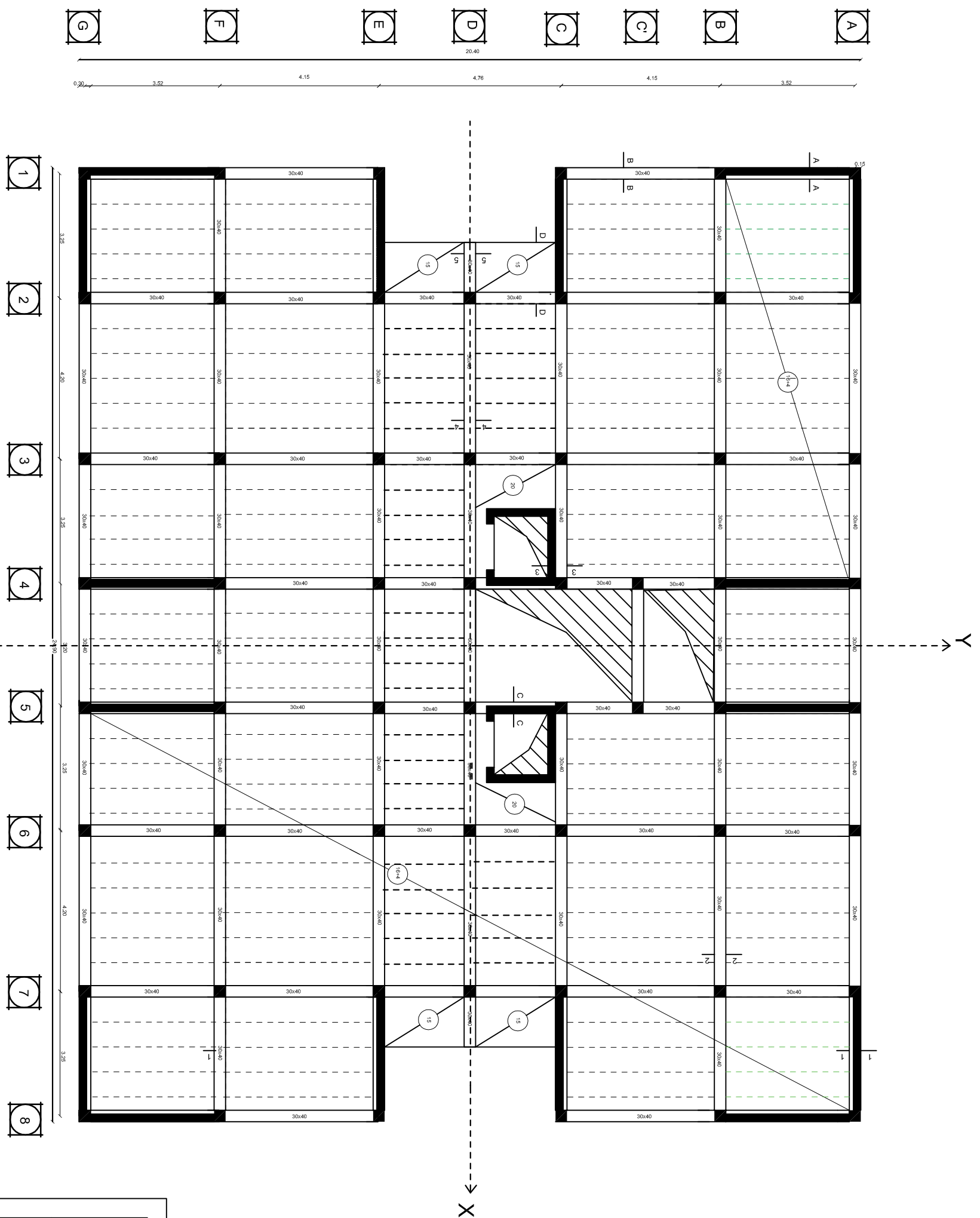
ETUDIE PAR :
 Melles : BEN SLIMANE Kahina
 BEN SLIMANE Olivia

PROMOTION:
 2017/2018





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Maîtres : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Ouhvia	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS	ECHELLE : 1/100
DIRIGE PAR : Mr : A.LOUZAI	TITRE DE LA PLANCHE : Plan de coffrage du RDC	PROMOTION : 2017/2018



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Maîtres : BEN SLIMANE Kahina BEN SLIMANE Ouhvia	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A VOILES PORTEURS	ECHELLE : 1/100
DIRIGE PAR : Mr : A.LOUZAI	TITRE DE LA PLANCHE : Plan de coffrage d'étage courant	PROMOTION : 2017/2018