

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME



Etude d'unestructured'un bâtiment
(R+5+2 Sous-Sol+Comble)à usage
d'habitation et commercial avec
application du logiciel ETABS

Etudié par Dirigé par

Melle BOUBOUZAL HAYET

M^r BENTAYEB FARID

Melle NAFAA KAHINA

Promotion 2019/2020

Remerciements

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

En second lieu, nous tenons à adresser nos remerciements à notre promoteur M^R BENTEYEB Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes très chers frères (Abdsalem Omar Jakoub Sofiane)

A mes très chères sœurs (Samia Atika SabihaSafia).

A mon fiancé (Said) et sa famille

A mes chers amis (es) : katy ; amimar ; khelifa ; rachid ; lounis ; ahmed

A toute ma famille.

A ma très chère binôme Kahina et sa famille.

Enfin tout ceux et celles qui me sont chers (es).

Boubouzal Hayat

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes très chers grands parents.

A mes très chers frères (Said Yanis Younes)

A mes très chères sœurs (Souhila Nassima Karima Cylia).

A mes chers amis (es) : salem ; katy ; amimar ; khelifa ; rachid ; lounis ; ahmed

A toute ma famille.

A ma très chère binôme Hayet et sa famille.

Enfin tout ceux et celles qui me sont chers (es).

Nafaa Kahina

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

FIGURE I.1 : coupe vertical des escaliers

FIGURE I.2 : : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

FIGURE I.3 Diagramme Contrainte-déformation du béton à (ELS).

FIGURE I.4 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

FIGURE II .2: Dimensions de la poutre principale.

FIGURE II .3 : Dimensions de la poutre secondaire .

FIGURE II.4. : Coupe des voiles en plan.

FIGUREII .5: coupe de voile en élévation.

FIGUREII .6 : : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

FIGURE II .7 : Schéma descriptif du mur extérieur

Chapitre III : Calcul des éléments

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

FIGURE III.2: schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

FIGURE III.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion compose

FIGUREIII.4 : Coupe du plancher corps creux.

FIGURE III.5 : Ferrailage de la dalle de compression.

FIGURE III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FIGURE III.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

FIGURE III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

FIGURE III.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

FIGURE III.10 :dimensions de la section en Té.

FIGURE III.11 : : ferrailage du plancher étage courant et commercial

FIGURE III.12 : Schéma statique de l'escalier

FIGURE III.13 : Schéma du 1^{er} type d'escalier

FIGURE III.14 : Schéma du 2^{eme} type d'escalier

FIGURE III.15 : Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier à l'ELU

FIGURE III.16: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

FIGURE III.17 : Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier à l'ELS.

FIGURE III.18 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

FIGURE III.19 : Schéma du 1^{er} type d'escalier RDC

FIGURE III.20 :Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier RDC à l'ELU

FIGURE III.21 : : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

FIGURE III.22 : : Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier RDC à l'ELS.

FIGURE III.23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

FIGURE III.24 : : Schéma du 1^{er} type d'escalier S-Sol

FIGURE III.25 : Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier S-Sol à l'ELU

FIGURE III.26 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU
FIGURE III.27 : Schéma statique de calcul du 1^{ère} type d'escalier S-Sol à l'ELS.
FIGURE III.28: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.
FIGURE III.29 : Schéma statique de la poutre palière.
FIGURE III.30 : Schéma statique de la poutre palière
FIGURE III.31 : Dimensions de la poutre chaînage
FIGURE III.32 : Schéma statique de calcul à L'ELU.
FIGURE III.33 : Diagramme des efforts internes à L'ELU
FIGURE III.34 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments.

FIGURE V.1 : La zone nodale des poteaux.
FIGURE V.2: Schéma de calcul en flexion composée.
FIGURE V.3 : disposition des armatures tendues SSA
FIGURE V.4 : Disposition des armatures SDA
FIGURE V.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

FIGURE VI.1 : Dimensionnement d'une fondation
FIGURE VI.2: Distribution des sollicitations.
FIGURE VI.3 : Coupe vertical d'un radier
FIGURE VI.4 : Diagramme des contraintes.
FIGURE VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.
FIGURE VI.6: Dimension de la section de calcul
FIGURE VI.7 : Schéma statique du débord
FIGURE VI.8: Répartition trapézoïdale
FIGURE VI.9 : Présentation du chargement simplifié
Figure VI.10 : Répartition triangulaire
FIGURE VI.11: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
FIGURE VI.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
FIGURE VI.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
FIGURE VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
FIGURE VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
FIGURE VI.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
Figure VI.17 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
Figure VI.19: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
Figure VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
Figure VI.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

FIGURE VII.1 : schéma statique du mur plaque du sous sol.

FIGURE VII.2 : diagrammes des contraintes

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Page.01→08

Introduction.

I.1. Description de l'ouvrage .

I.2. Réglementation.

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux .

I.5. Protection des armatures :(*BAEL91/A.7.1*).

Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments.

Page. 09 →21

Introduction.

II.1. Pré-dimensionnement des plancher

II.2. Pré-dimensionnement des poutres

II.3. Pré-dimensionnement des voiles

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux

Chapitre III: Calcule des éléments secondaires

Page. 22→116

Introduction.

III-1-Calcul de l'acrotère.

III-2- Calcul des plancher.

III-3- Calcul des escaliers.

III-4- Calcul de la poutre palière.

III.5.Calcul de la poutre de chainage.

Chapitre IV : Modélisation de La Structure Et Vérification Des Exigences du RPA

Page 117→130

Chapitre V : Ferrailage de la structure

Page 131→166

V-1-Ferrailage des poteaux.

V-2 -Ferrailage des poutres.

V-3- Ferrailage des voiles.

Chapitre VI : Etudes des fondations

Page167→194

Introduction.

VI.1. Etude géotechnique du sol

VI.2. Choix du type de fondation

VI.3. Dimensionnement des semelles

Chapitre VII : calcul de mur plaque

Page195→203

Introduction

VII.1. Pré dimensionnement du mur plaque.

VII.2. Détermination de la charge des terres derrière le voile périphérique :

VII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

VII.4. Contrainte s'exerçant sur la face du mur:

VII.5. ferrailage du mur plaque

VII.6.Vérification à l'ELU

Conclusion générale.

Bibliographie

INTRODUCTION

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, et la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures urbaines. Leur rôle est de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. L'analyse approfondie des ouvrages touchée par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement cruciales.

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

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

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

Notre projet, consiste en l'étude d'un bâtiment en R+5+2 S-S0L+ Comble, contreventer par des voiles et des portique, en plus d'un calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, s'en suit une étude dynamique de la structure, qui sera soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RP A 99 version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.0. Puis on passe au ferrailage des éléments structuraux, du radier et du mur plaque pour finir avec une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage.

I- Introduction

L'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis, afin de concevoir des ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement.

Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22 (Charges et surcharges d'exploitations)**.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes Caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1 Description de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en **(R+5+Comble+2sous sol)** Cet ouvrage classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à BOUIRA, Classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Cet ouvrage est composée de :

- 2sous sols.
- RDC à usage commercial.
- 5 étages+Comble à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- longueur du bâtiment : 27m
- largeur du Bâtiment : 17.65 m
- Hauteur du Bâtiment : 22.08m
- Hauteur d'un étage courant : 3,06m
- Hauteur du RDC : 4.08m
- Hauteur du sous-sol1 : 3.40m
- Hauteur du sous-sol2 : 3.40m

I.2.Règlement utilisée

-Règles parasismique Algériennes (**RPA99/vrsion2003**).

-Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).

-Document technique règlementaire (**DTR B.C.2.2**) : charges permanentes et charges d'exploitation.

-Document technique règlementaires (**DTR B.C.2-41**) : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

a) Ossature :

La hauteur du bâtiment est 22.08m, qui est supérieure à 17m, d'après l'article (**4.aRPA99 VS 2003**) ; le contreventement sera assuré par un système en **portique** (poteaux-poutre) et des **voiles** en béton armé.

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un batiment.ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux.
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

Il y a deux types de planchers :

- Plancher en corps creux : Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.
- Plancher en dalle pleine: Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

c. Les voiles :

Elément verticaux en béton armé, destiné à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

d. la maçonnerie

Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en brique creuses de 10cm et une lame d'air de 5cm.

Les murs intérieur (ou de séparation) sont en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

e. L'escalier

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasse et de palier de repos en béton armé qui sont coulés sur place.

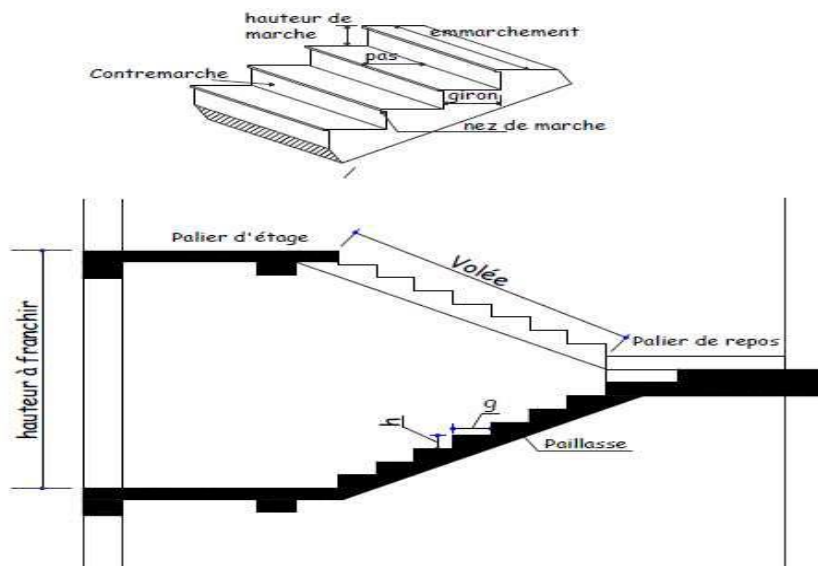


Figure I.1 : Coupe verticale d'un escalier

f. Les Revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit ciment pour les murs de façade est cage d'escalier.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

g. La terrasse

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

h. Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

i. les fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type de l'ouvrage : permettra à déterminer les charges transmises à la fondation.
- Etude géotechnique du sol : est nécessaire pour déterminer la capacité portante et les caractéristiques du sol, cela permettra le type de fondation.

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :**I.4.1. Béton :**

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/m³ de ciment portland composé 325 (CPJ 325) (moulage dans 1 m³ de béton dosé à 350 Kg/m³).

a) Les différentes caractéristiques du béton :**❖ Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm.

La résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jour donné par :

L'article A.2.1.11 du BAEL 99 stipule que

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ En MPA Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ En MPA Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

- Pour $j > 28$ jours : elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suite : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée F_{tj} , est déduite après le calcul de la résistance à la compression, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{BAEL 99, art A.2.1, 12})$$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

b) Modules d'élasticité : (art A-2.1.21 BAEL 99).

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

Module d'élasticité instantanée MPA	Module d'élasticité différée MPA	Module d'élasticité transversale MPA	Coefficient de poisson ν
$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	$\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$
$E_{i25} = 32164$	$E_{v25} = 10819$		

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson :(Art : A2.1, 3 BAEL)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service. Pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime. Pour le calcul des déformations.

c)Notions d'états limites :

Un état limite est une au –delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue .on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite Ultime(ELU).
- Etat Limite de service(ELS).

c.1. Etat limite ultime :

C'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée vis-à-vis des sollicitations externes. Pour estimer cette résistance ; il faut tenir compte du diagramme (σ ; ϵ).

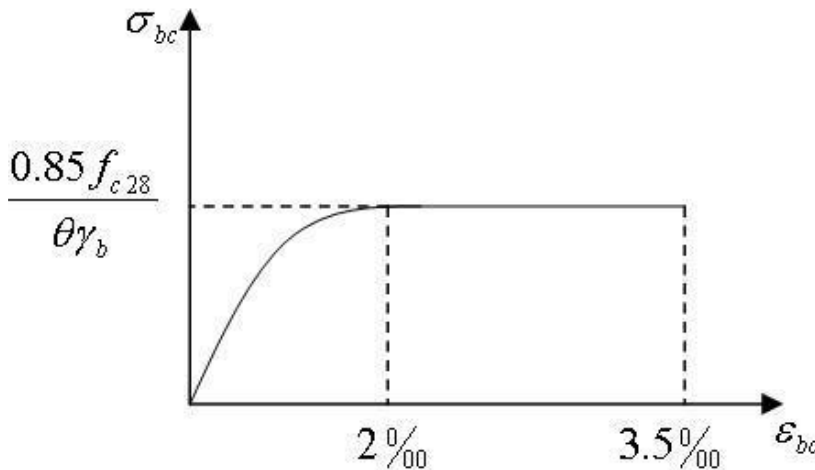


Fig. I.2: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3, 41 du BAEL 99)

$$f_{cb} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle \longrightarrow $f_{bc} = 18,4 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est constante \longrightarrow $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

θ : coefficient d'application

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

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

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

c.2. Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou, Déformations excessives, fatigue des matériaux).

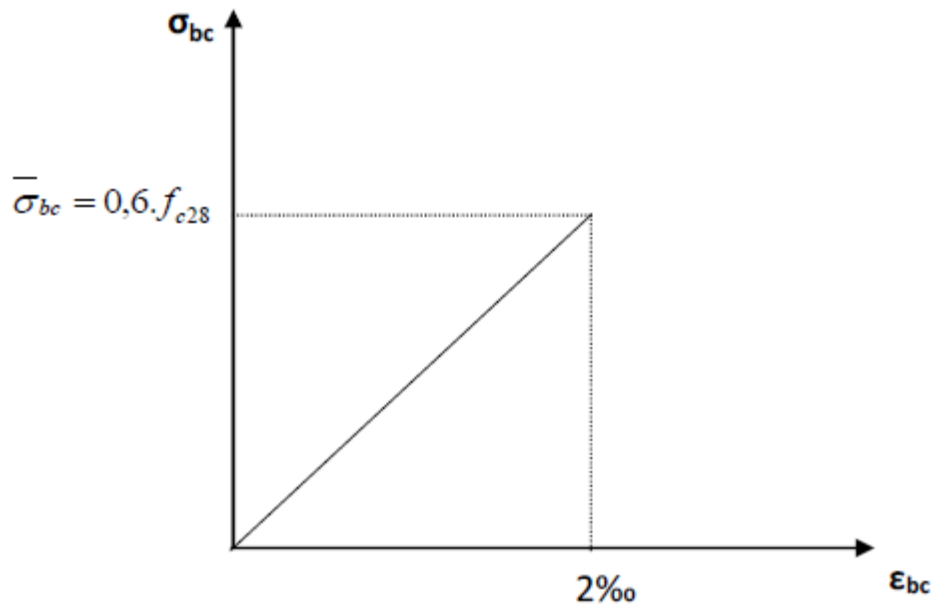


FIGURE I.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.

L'article A.4.5, 2 du BAEL 99 stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0,6 f_{cj}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

.Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

e. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : (BAEL.91/ modifié99, Art. A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{f_e}{b_0 \cdot d}$$

τ_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de l'âme.

d = hauteur utile de la poutre ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

- Cas de fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

I-4-2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité fe (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215 Fe E 235	215 235	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
Aciers HA	Fe E 400 Fe E 500	400 500	Tous travaux BA	Emploi très fréquent moins fréquent
Treillis Soudés	T.S.L (lisses) T.S.H.A. (à haute adhérence) T.L.E	500 500 520	Emplois courants pour : - Radiers - Voiles - Planchers – Dallages	

Tableau. I.1 : des caractéristiques des aciers de bâtiment (N.F.A.35 022)

❖ **Module de déformation longitudinal (Art A .2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)**

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

❖ **Contraintes limites****Contrainte limite ultime (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) :**

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \rightarrow \textit{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_{st} = 384$ MPa pour les HA.

Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) \text{ MPa.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi \geq 6\text{mm}$).

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

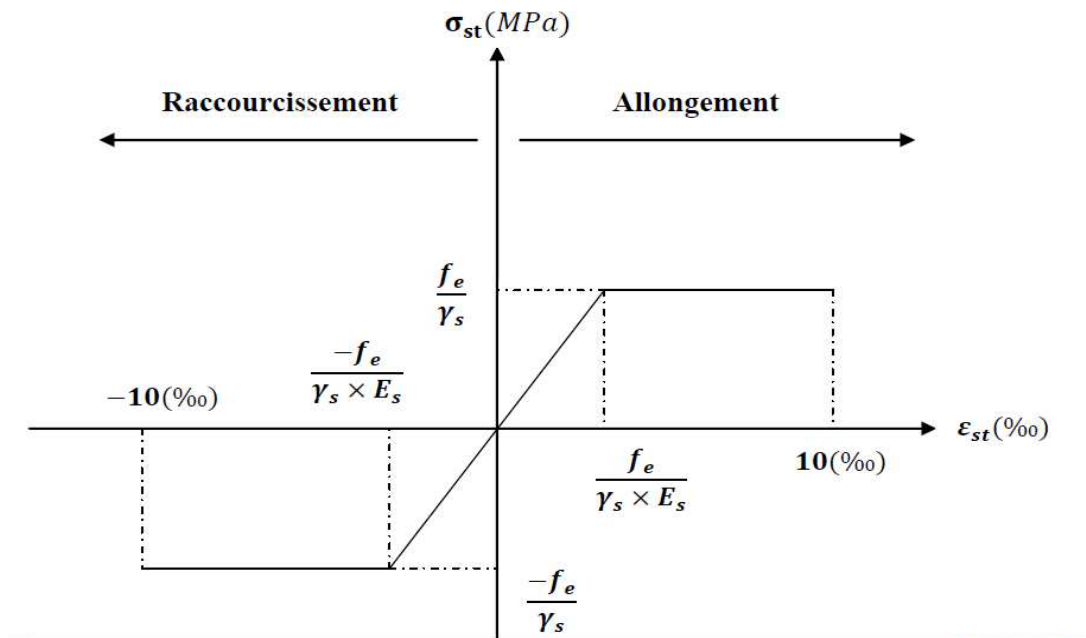


Figure I-4: Diagrammes des contraintes- déformations de l'acier (Art A .2.2.2 BAEL 91 Modifiées 99).

I.5. Protection d'armatures: (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)

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 :

- ✓ $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

• Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivront on effectuera les calculs et les vérifications.

Chapitre II
Pré-dimensionnement des
Éléments.

II .Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons Au pré- dimensionnement de notre projet. Le pré-dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux, en utilisant les règlements **BAEL 91 modifié 99 et RPA99 version 2003**.

II.1 .Pré-dimensionnement du plancher :

Le plancher est une successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort et d'isolation thermique et phonique. Pour plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Plancher à corps creux en partie courante, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

➤ Plancher à corps creux :

Le plancher est composé de corps creux posés des sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout complété d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé.

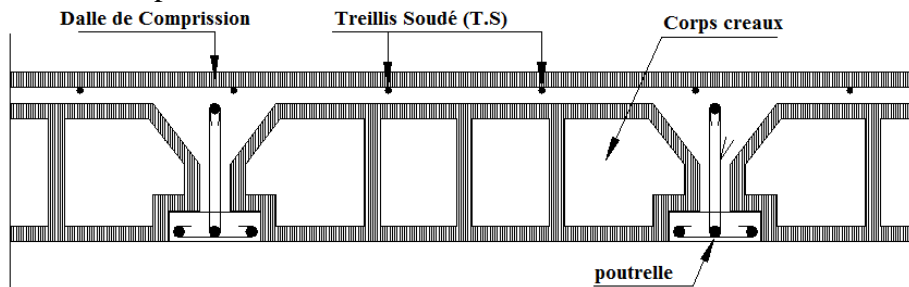


FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids totale de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Article B.6.8, 424 du BAEL 91 révisées 99**).

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

Où :

h_t : Hauteur du plancher.

l : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Avec :

$$l = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003.

Donc :

$$L_{Max} = 345 - 25 = 320$$

$$h_t = \frac{320}{22.5} = 14.22$$

D'où :

ht= 20 cm.

- 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- **plancher en dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

$$\text{Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis: } \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow \frac{380}{50} \leq e \leq \frac{380}{40}$$

$$\text{D'où : } 7.6 \leq e \leq 9.5$$

Donc : on prend : e=9cm

- **Condition de résistance au feu**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

e = 7cm pour une heure de coupe-feu, e = 11cm pour deux heures de coupe-feu,

e = 17,5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : **e=15cm.**

- **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Selon les règles du **CBA93** et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg /m².

$$M_p = \rho_{b\acute{e}ton} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{b\acute{e}ton}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \rho_{b\acute{e}ton} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

On prend : e = 15cm

- **Conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm.**

II.2.Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Pour le pré dimensionnement des poutres ; le [RPA2003-Art 7-5-1] exige :

Largeur $b \geq 20$ cm

Hauteur $h \geq 30$ cm

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

$$b_{max} \leq 1.5h + b$$

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

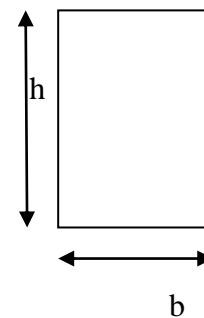
Hauteur des poutres :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec : L : La plus grande travée

Largeur des poutres :

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

**II.2.1.Poutres principales (sens transversal) :**

Sachant que : $b_{pot} = 25$ cm (zone IIa)

$L_{max} = 380 - 25 = 355$ cm :

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \quad \rightarrow : 23.67 \leq h \leq 35.5$$

On prend : $h = 40$ cm

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h = 14\text{cm}$$

$$0,7 h = 24.5 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prendra pour plus de sécurité $b = 25$ cm.

D'où la section des poutres principales est de « **40x25** »cm²

II.2.2.Poutre secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage

Sachant que :

$$L_{max}=345-25=320$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \longrightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

On prend : h =40cm

La largeur b sera donc :

$$0,4 h = 12\text{cm}$$

$$0,7 h = 21\text{cm}$$

$12 \leq b \leq 21$ on prendra pour plus de sécurité : b = 25 cm.

➤ D'où la section des poutres secondaires est de « **40x25** »cm²

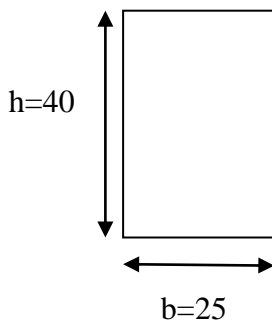


Figure II.2. Dimensions de la poutre Principale

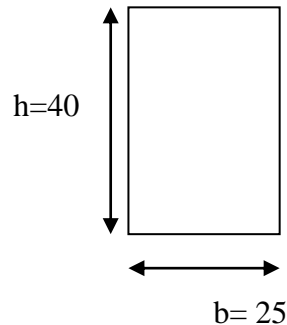


Figure II.3 Dimensions de la poutre secondaire

II.2.3.Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 :

Conditions	Poutre principal	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	40	Vérifier
$b \geq 20\text{cm}$	25	25	Vérifier
$h/b \leq 4$	1.6	1.6	Vérifier

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 version 2003 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (**40x 25**) cm²
- Poutres secondaires (**40 x 25**) cm²

II.3.Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés D'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, D'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments Satisfaisant la condition : $L \geq 4a$

Avec :

l : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

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

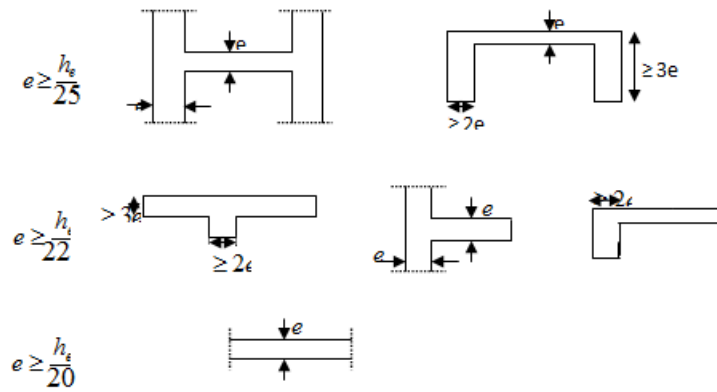
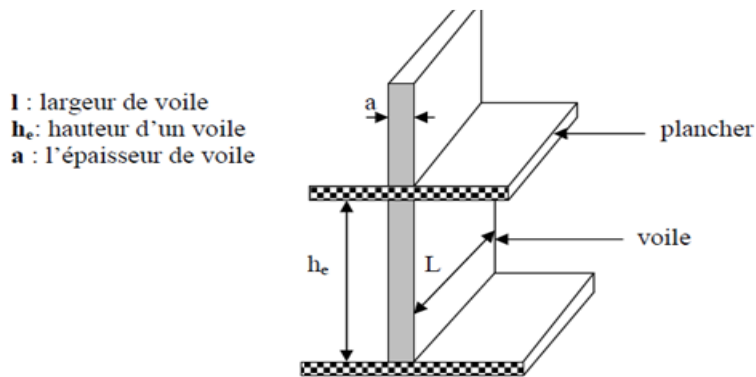


Figure II-4 : Coupe des voiles en plan.



l : largeur de voile
 h_e : hauteur d'un voile
 a : l'épaisseur de voile

Figure II.5 : coupe de voile en élévation.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre maximale du poteau h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

✓ $e \geq h_e / 20$

$h_e = 306 - 20\text{cm} \rightarrow e \geq 285/20 \rightarrow e \geq 14,3\text{cm}$ pour étage courant

$h_e = 408 - 20\text{cm} \rightarrow e \geq 388/20 \rightarrow e \geq 19.4\text{cm}$ pour RDC

$h_e = 340 - 20\text{cm} \rightarrow e \geq 320/20 \rightarrow e \geq 16\text{cm}$ pour S-SOL1 & 2

$h_e = 300 - 20\text{cm} \rightarrow e \geq 280/20 \rightarrow e \geq 14\text{cm}$ pour la boîte rigide.

h_e : la hauteur libre max d'étage

On prend : $e_p = 20\text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA799(Art7.7.1)**

$L_{min} = 4 \times a$ $L_{min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ condition vérifiée.

II.4.Pré-dimensionnement des poteaux

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une décente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que le seul le béton reprend l'effort normal NS , tel que $NS=G+Q$.

La section de poteau le plus sollicité est donné comme suite : $S = \frac{Ns}{\sigma_b}$

Avec : NS : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité (à la base).

σ_b : Contrainte limite de service sur béton en compression ($\sigma_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$).

II.4.1.Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au DTR B.C.22

II.4.1.a. Charges permanentes

- **plancher terrasse (inaccessible)**

Matériaux	Matériaux	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
4. Isolation thermique	0.04	04	0.16
5. plancher corps creux	0.20	14	2.8
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7. Feuille polyane	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			5.68 kN/m²

Tableau: II-1 : Charges revenant au Plancher terrasse inaccessible.

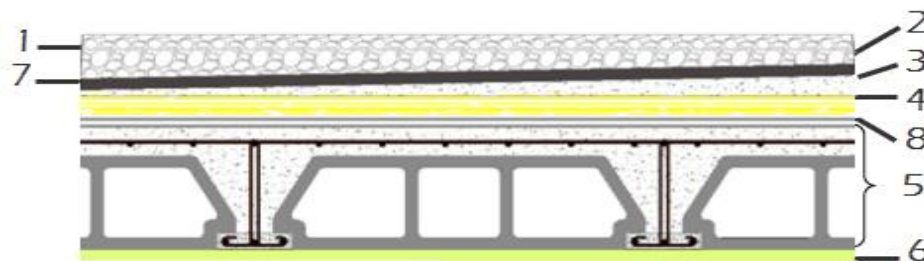


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

- Plancher étage courant

Elément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (kg/m ³)	Charge Permanente (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieures	0.1	10	1.00
			G _t =5.38

Tableau: II-2 : Charges revenant au Plancher étage courant

- La maçonnerie :
 - Mur extérieure :
En double cloison (avec briques creuses)

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.1	9	0.9
Lame d'air	0.05	/	/
Briques creuses	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			G _t =2.36

Tableau: II-3 : Charges revenant aux murs extérieurs.

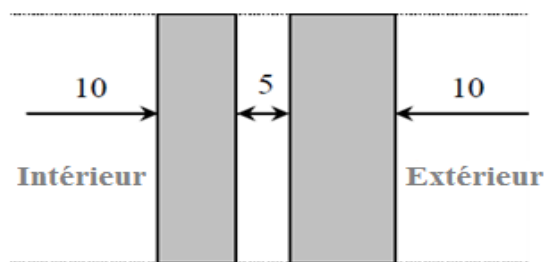


Figure II-7 : Schéma descriptif du mur extérieur

- Mur intérieure :
Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des deux faces

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.1	9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G _t =1.30

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs intérieurs

II.4.1.b. Les Surcharges d’exploitations

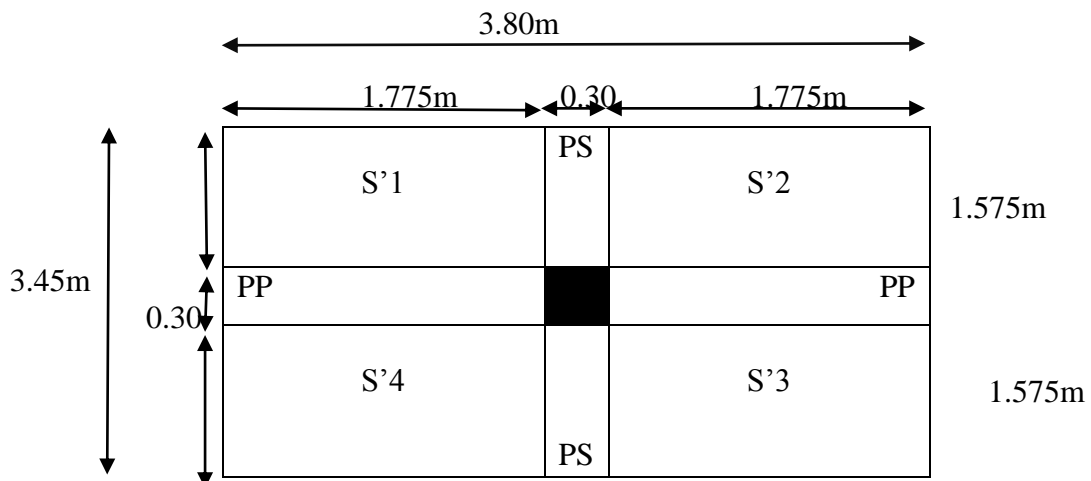
Les surcharges d’exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m ²] :
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d’habitation	1.5
Plancher RDC à usage commerciale	3.5
Plancher SS1 et SS2 à usage commerciale	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-5 : Surcharges d’exploitation des différents éléments secondaires.

II.4.2. Descente de charges

a. Surface d’influence du poteau le plus sollicité :



Surface d’influence de poteau

P_p : poutre principale.

P_s : poutre secondaire.

Section nette : $S = (1.775 \times 1.575) \times 4 = 11.18 \text{m}^2$.

Section brute : $S = 3.8 \times 3.45 = 13.11 \text{m}^2$

b. Poids propre des éléments :

- Poids du plancher:** $P = G \times S$

Plancher étage courant : $G_{péc} = 5.38 \times 11.18 = 60.15 \text{KN}$

Plancher terrasse : $P_t = 5.68 \times 11.18 = 63.50 \text{Kn}$

- Poutre** : $P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)

.Poutre principale : $G_{pp} = (0.40 \times 0.25) \times 25 \times 3.80 = 9.5 \text{ KN}$

.Poutre secondaire : $G_{PS} = (0.40 \times 0.25) \times 3.45 \times 25 = 8.63 \text{ KN}$

Donc :

Le poids propre des poutres est : **18.13 KN**

- **Poteaux** $P_{\text{poteau}} = (S \times \rho \times h_e)$

Pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b1, h1) ≥ 25 cm pour la zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm**.

- **poteaux de sous sol 1&2**

$$P_{\text{poteau}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.4 = 5.312 \text{ KN}$$

- **Poteau de RDC**

$$P_{\text{poteau}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'étage courant**

$$P_{\text{Poteau}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

Etage courant = $Q_{EC} \times S_T = 1,5 \times 11.18 = 16.77 \text{ KN}$

Terrasse inaccessible = $Q_t \times S_t = 1 \times 11.18 = 11.18 \text{ KN}$

RDC SS1&SS2: $Q \times S_t = 3.5 \times 11.18 = 39.13 \text{ KN}$

II.4.3 Loi de dégression des surcharges

La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \dots\dots\dots (2.6)$$

Par ailleurs, lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule (2.6) est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

- ✓ Pour le toit ou la terrasse.....Q0
- ✓ Pour le dernier étage.....Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur.....0, 95Q
- ✓ Pour l'autre immédiatement inférieur.....0, 90Q

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants (D'après **le DTR BC 2.2 [4], [ART 6.3]**, ce qui est le cas du présent ouvrage.

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

Niveau	Terrasse inaccessible	comble	ET5	ET4	ET3	ET2	ET1	RDC	SS1	SS2
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Tableau: II-6 : coefficients de dégression de surcharge.

Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération	Résultats(KN)
Terrasse inaccessible	$Q_0=11.18 \times 1$	11.18
Comble	$Q_0+Q_1=11.18+16.77$	27.95
ETG05	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=11.18+0.95 (2 \times 16.77)$	43.04
ETG04	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=11.18+0.90 (3 \times 16.77)$	56.45
ETG03	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11.18+0.85 (4 \times 16.77)$	68.19
ETG02	$Q_0+0.80 (Q_1+\dots+Q_5)=11.18+0.80 (5 \times 16.77)$	78.26
ETG01	$Q_0+0.75 (Q_1+\dots+Q_6)=11.18+0.75 (6 \times 16.77)$	86.64
RDC	$Q_0+0.71 (Q_1+\dots+Q_6+Q_{RDC})=11.18+0.71 (6 \times 16.77+39.13)$	110.40
SS1	$Q_0+0.68 (Q_1+\dots +Q_6+Q_{RDC}+Q_{SS1})=11.18+0.68 (6 \times 16.77+2 \times 39.13)$	132.81
SS2	$Q_0+0.66 (Q_1+\dots+Q_6+Q_{RDC}+Q_{SS1}+Q_{SS2})=11.18+0.66 (6 \times 16.77+3 \times 39.13)$	155.06

Tableau: II-7 : dégression des surcharges d'exploitation.

Niveaux	Charges permanentes en (KN)					Surcharges d'exploitations en (KN)			Cm ²
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G Cumulé	Q Cumulé	N=Sc+Gc	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adopté au poteau
Terrasse inaccessible	5.68	-	-	5.68	5.68	11.18	16.86	11.24	-
Comble	60.15	4.78	18.13	81.06	86.74	27.95	114.69	76.46	30x30
ETG05	60.15	4.78	18.13	81.06	167.80	43.04	210.84	140.56	35x35
ETG04	60.15	4.78	18.13	81.06	248.86	56.45	305.31	203.54	35x35
ETG03	60.15	4.78	18.13	81.06	329.92	68.19	398.1	264.4	40x40
ETG02	60.15	4.78	18.13	81.06	410.98	78.26	489.24	326.16	40x40
ETG01	60.15	4.78	18.13	81.06	492.04	86.64	578.68	385.78	45x45
RDC	60.15	6.37	18.13	84.65	576.69	110.40	687.09	458.06	45x45
SS01	60.15	5.31	18.13	83.59	660.28	132.81	793.09	528.72	50x50
SS02	60.15	5.31	18.13	83.59	743.87	155.06	898.93	599.29	50x50

Tableau II.8 : Récapitulatif des calculs de la descente de charges.

Enfin On adopte pour les poteaux les coffrages suivants :

- Pour comble : (30x30)
- Pour les étages 4et 5 : (35x35)
- Pour les étages 2et 3 : (40x40)
- Pour RDC et ET1:(45x45)
- Pour les 2 sous sols :(50x50)

II.4.4 Vérification relative aux coffrages

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

a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$. (En zone IIa)

b) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c) $1/4 < b_1/h_1 < 4$

On a :

Poteaux	Valeurs calculés et vérifications	Conclusion
(50x50) SS1&SS2	Min (50x50) = $50 \geq 25cm$	Condition Vérifiée
	Min (50x50) = $50 \geq \frac{340}{20} = 17cm$	
	$1 \leq \frac{50}{50} \leq 4$	
(45x45) RDC et ET1	Min (45x45) = $45 \geq 25cm$	Condition Vérifiée
	Min (45x45) = $45 \geq \frac{408}{20} = 20.4cm$	
	$1 \leq \frac{45}{45} \leq 4$	
(40x40) ET2 et ET3	min (40x40) = $40 \geq 25cm$	Condition vérifiée
	min(40x40) = $40 \geq \frac{306}{20} = 15.4cm$	
	$1 \leq \frac{40}{40} \leq 4$	
(35x35) ET4 et ET5	Min (35x35) = $35 \geq 25cm$	Condition vérifiée
	min(35x35) = $35 \geq \frac{306}{20} = 15.4cm$	
	$1 \leq \frac{35}{35} \leq 4$	
(30x30) comble	Min (30x30) = $30 \geq 25cm$	Condition vérifiée
	min(30x30) = $30 \geq \frac{306}{20} = 15.4cm$	
	$1 \leq \frac{35}{35} \leq 4$	

Donc, les exigences de l'article (7.4.1 du RPA 99/ version 2003) sont satisfaites.

II .4.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

L_f : Longueur de flambement, qui égale à $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

i : rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec :

I : moment d'inertie du poteau, $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ (section rectangulaire) , $I = \frac{b^3}{12}$ (section carrée).

A : Section transversale du Poteau ($B = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} \rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2.424 \cdot \frac{l_0}{b}$$

➤ **Poteau du S Sol 1,2 : (50x50) cm²**

$L_0 = 3.40 - 0.20 = 3.20\text{m}$, $b = 0.50\text{m}$ $\lambda = 15.51 < 50 \rightarrow$ conditions vérifiées

➤ **Poteau du RDC Et 1^{ère} étage : (45x45) cm²**

$L_0 = 4.08 - 0.2 = 3.88\text{m}$, $b = 0.45\text{m}$ $\lambda = 20.9 < 50 \rightarrow$ conditions vérifiées

➤ **Poteau de 2^{ème} et 3^{ème} étage : (40x40) cm²**

$L_0 = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m}$, $b = 0.45$ $\lambda = 17.33 < 50 \rightarrow$ conditions vérifiées

➤ **Poteau de 4^{ème} et 5^{ème} étage : (35x35) cm²**

$L_0 = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m}$, $b = 0.35\text{m}$ $\lambda = 19.80 < 50 \rightarrow$ conditions vérifiées

➤ **Poteau comble : (30x30) cm²**

$L_0 = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m}$, $b = 0.30\text{m}$ $\lambda = 23.10 < 50 \rightarrow$ conditions vérifiées

• **Conclusion :**

La condition du RPA étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Les sections adoptées sont :

Pour le s-sol 1 et 2: (50x50) cm².

Pour RDC Et le 1^{er} étage : (45x45) cm².

Pour 2^{ème} et 3^{ème} étage : (40x40) cm².

Pour le 4^{ème} et 5^{ème} étage : (35 x 35) cm²

Pour le comble : (30x30) cm².

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l’acrotère, les escaliers et non structuraux comme les planchers.

III.1.Calcul de l’acrotère

L’acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, Cet ouvrage comporte un seul type d’acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d’encastrement (section dangereuse).

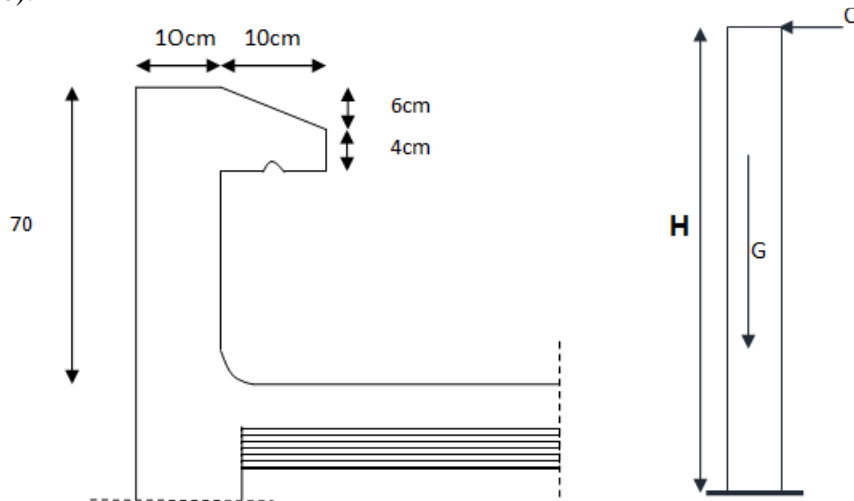


Fig.III.1 : Coupe transversale de l’acrotère.

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

III.1.1. Détermination des sollicitations

- Poids propre de l’acrotère : $G=S \times \rho$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{section transversale.} \\ \rho = \text{Masse volumique du béton.} \end{array} \right.$

$$G=[(0.7 \times 0.1)] + (0.04 \times 0.1) + \left(\frac{0.06 \times 0.1}{2}\right) \times 25 = 1.925 \text{KN/m}$$

- Surcharge d’exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dus au poids propre G : $N=G \times 1 = 1,925 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H=1 \times 0,70 = 0.70 \text{KN.m}$

❖ **Diagrammes des efforts :**

$$T.Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

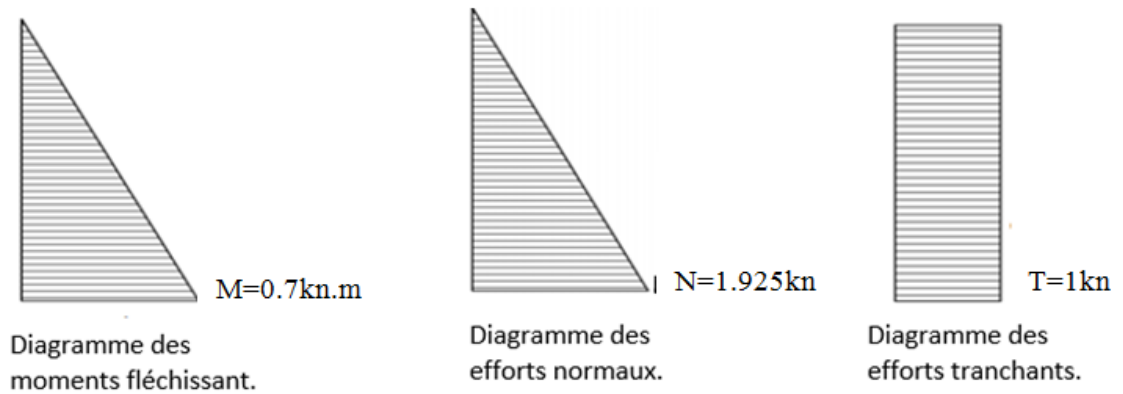


Figure III.2 : schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III.1.2. Combinaison des charges :

- ❖ A L'ELU : Combinaison est : $1.35G + 1.5 Q$ (BAEL)
 - Effort Normal dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,298 \text{ KN}$
 - Moment de flexion du a Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$
 - Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \text{ KN}$
- ❖ A L'ELS Combinaison est : $G + Q$ (BAEL)
 - Effort Normal dû à G : $N_s = N_G = 1,925 \text{ KN}$
 - Moment de flexion du a Q : $M_s = M_Q = 0,70 \text{ KN.m}$
 - Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère à L'ELU :

- ❖ Hypothèse de calcul :
 - L'acrotère est sollicité en flexion composée.
 - La fissuration est considérée comme préjudiciable (l'acrotère étant exposé aux intempéries).
 - Le calcul se fera pour une bande de 1m.

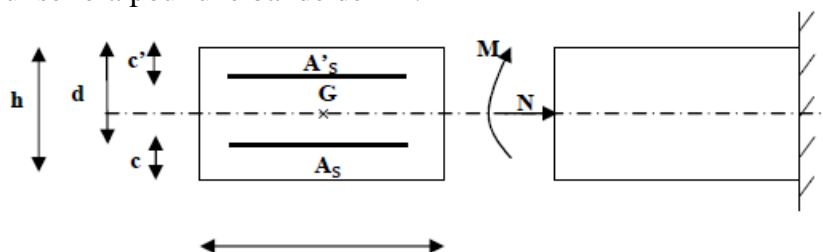


Figure III.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composé.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile

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

a. Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.298} = 0.457m = 45.7cm$$

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

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \implies$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

avec $\left\{ \begin{array}{l} M_u : \text{moment du à la compression.} \\ N_u : \text{effort de compression.} \\ C_p : \text{centre de pression.} \\ e_u : \text{excentricité.} \\ a : \text{distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.} \\ C : \text{l'enrobage.} \end{array} \right.$

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

b. Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive

• **Moment fictif :**

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

$$M_f = 1.05 + 2.298 \times (0.03) = 1.11 \text{KN/m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0.012 \implies \beta = 0.994$$

• **Les armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ et } \beta = 0.994$$

Donc :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.11 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.40 \text{cm}^2$$

• **Les armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.40 - \frac{2.298 \times 10}{348} = 0.333 \text{cm}^2 \implies A_r = 0.333 \text{cm}^2$$

III.1.4.Vérification a L'ELU

a. Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4. 2.1) :

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.445 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.7}{1.925} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = \left[\frac{36 - (0.445 \times 8)}{36 - (0.185 \times 8)} \right] = 0.907 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.333 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.907 \text{ cm}^2$$

$A_r \leq A_{\min} \implies$ Condition n'est pas vérifiée donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

- **Armature principales:**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte la section minimale:

$$A_s = A_{\min} = 0.907 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}8 \implies A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

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

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

b. Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99) :

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ [MPa]}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} [MPa] \\ \gamma_b = 1.5 (\text{situation courante}) \\ V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN \end{array} \right.$$

Avec: τ_u : contrainte de cisaillement

D'ou:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 0.15 MPa$$

Donc: $\tau_u = 0.018 MPa \leq \bar{\tau}_u = 0.15 MPa \implies$ la condition est vérifiée,

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c. vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91)

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_{s.f_{t28}}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \\ \sum U_i: \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i: n\pi\varphi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bullet \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.165 MPa.$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_{s.f_{t28}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa, \quad (\psi_{se} = 1.5: \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\text{D'ou } \tau_{se} = 0.165 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \implies$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \times \varphi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

e. La longueur de scellement droit :(Art6.1.1.23 BAEL)

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = 35,3 \varphi$$

D'après le tableau des valeurs $\frac{l_s}{\varphi}$ (f_{c28} et FeE400) : $\left\{ \begin{array}{l} f_{c28}=25 \text{ MPa} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{l_s}{\varphi} = 35,3$

$$\checkmark \tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\checkmark l_s = 35,3 \varphi = 35,3 \times 0,8 = 28,24 \text{ cm}$$

- Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de 30cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.5. vérification à L'ELS

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

a. Vérification de la contrainte dans l'acier :

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

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

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA: } \varphi \geq 8 \text{ mm} \\ \text{feE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,633$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_c = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}, \text{ avec : } A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313 \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9125 \\ K_1 = 42,147 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{array} \right.$$

$$\bullet \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,7 \times 10^6}{0,9125 \times 80 \times (2,51 \times 10^2)} = 38,20 \text{ MPa.}$$

D'ou: $\sigma_{st} = 38.20MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201MPa \implies$ La condition est vérifiée

b. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = K \sigma_{st}$$

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 38.20MPa \\ K = \frac{1}{K_1} = 0.023 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} K. \sigma_{st} = 0.023 \times 38.20 = 0.87MPa$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.87 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \implies$ La condition vérifiée.

III.1.6. vérification de l'acrotère au séisme

(RPA99/modifier 2003. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

Avec: $\implies A = 0,15$ (Art 4.2.3. tableau 4-1/RPA99/ modifier 2003).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Dans notre cas C_p = 0,8 (Tableau 6-1/RPA 99/ modifier 2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère = G = 1,925 kN/ml

D'où: $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924KN /ml < 1KN/ml$

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère ayant été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

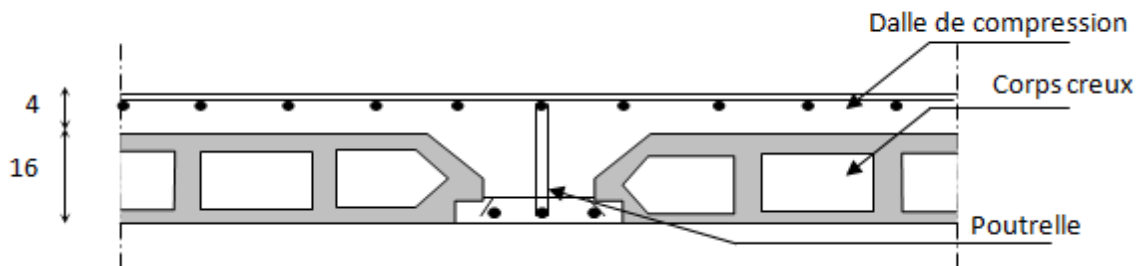
• **Conclusion :**

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 5HA8/ml = 2.51 cm² /ml avec un espacement de St=20cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA8= 2.01 cm² avec un espacement de St=25 cm.

III.2. les planchers :

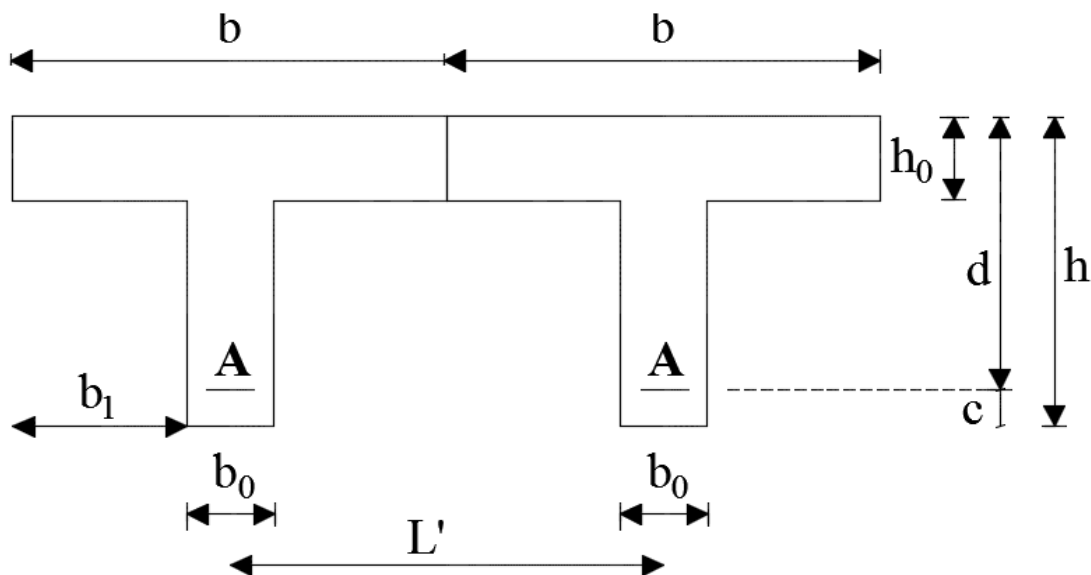
Dans notre cas, le plancher est en corps creux, constitué d'une dalle de compression (4cm), corps creux (16cm), et des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm qui sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes, ces dernières reprennent la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitation.



FigIII.4 : Coupe du plancher corps creux.

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3.



Avec :

- b : largeur de la dalle de compression $b=2b_1+b_0$
- b_0 : largeur de la poutrelle $b_0= 12\text{cm}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$
- L' : entre axes des poutrelles. $L'= 65\text{cm}$
- h : hauteur totale de poutrelle. $h=16+4=20\text{cm}$

D'après [art A.4.1.3 BAEL99], la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limitée par :

$$b_1 = \min \left(\frac{L' - b_0}{2}, \frac{L}{10}, \frac{2L}{3} \right)$$

L : portée de la plus grande travée, L= 3.80m.

$b_1 = \min (26, 38, 126.67) = 26 \text{ cm}$

On prend: **$b_1 = 26 \text{ cm}$**

Donc: $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = \mathbf{64 \text{ cm}}$

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression : [art B.6.8.423 BAEL99]

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition Epaisseur **$e_p = 4 \text{ cm}$** . Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520. $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (=520MPa).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad A_{\perp} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 575 = 0.98 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x200x5x200).

TLE520 (5x200x5x200)

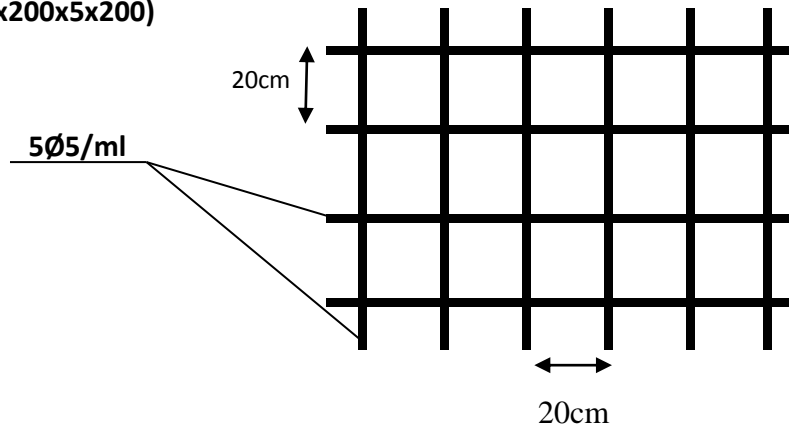


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression.

III-2.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes :

1^{ère} Étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0.95KN / m²** et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Charges permanentes :**

➤ **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_p = (0.04 \times 0.12) 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Poids propre de corps creux :**

$$G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Poids propre totale :**

$$G = G_p + G_c$$

$$G = 0.16 + 0.620 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

➤ **Poids de l'ouvrier :**

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

➤ **Combinaison des charges a l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul du moment en travée:**

$$M_u = q_u \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.45^2}{8} = 3.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q_u \frac{L}{2}$$

$$T = \frac{2.5 \times 3.45}{2} = 4.31 \text{ KN.}$$

• **Calcul de la section d'armature :**

Les dimensions de la section poutrelle sont les suivantes :

$b=12 \text{ cm}$; $h=4\text{cm}$; $d=h-c=2\text{cm}$.

$$U = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$U = \frac{3.72 \times 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14.2} = 5.45 > U_l = 0.392 \quad \text{Section doublement armée (SDA).}$$

2^{ème} Étape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, ceux de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple. Elle support son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

✓ **Chargement :**

➤ **Étage courant :**

$$G = G_p \times b = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 0.975 \\ q_u = 6.183 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.497 + 0.975 \\ q_s = 4.472 \text{ KN/ml}$$

➤ **Terrasse inaccessible :**

$$G = G_p \times b = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 \\ q_u = 5.959 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 \\ q_s = 4.342 \text{ KN/ml}$$

➤ **RDC SS1 et SS2:**

$$G = G_p \times b = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q_p \times b = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 2.275 \\ q_u = 8.658 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G+Q = 3.497+2.275$$

$$q_s = 5.772 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

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

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (**BAEL 91modifier99**)

c. Hypothèses :

- 1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes : $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4) la fissuration est non préjudiciable.

1. Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire (ArtB.6.2.210/BAEL99)

Condition1 :

$$Q \leq \min (5\text{Kn/m}^2 ; 2G)$$

- Usage d'habitation :

$$Q=1.5\text{Kn/m}^2 \leq \min (5\text{Kn/m}^2 ; 2 \times 5.38=10.76\text{Kn/m}^2) =5\text{Kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Usage commercial :

$$Q=3.5\text{Kn/m}^2 \leq \min (5\text{Kn/m}^2 ; 2 \times 5.38=10.76\text{Kn/m}^2) =5\text{Kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition 2 : les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. **Condition vérifiée.**

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.45}{3.45} = 1 \quad 0.8 < 1 < 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 4 : la fissuration est non préjudiciable **Condition vérifiée**

• **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2. Principe de la méthode forfaitaire [B.6.2.211/BAEL 99] :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis, à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée.

Celle –ci est supposée isostatique de même portée libre et soumise à la même charge que la travée considérée.

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

1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$ Avec : $(1 + 0.3\alpha) > 1.05$

2) $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$ dans le cas d'une travée de rive.

$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$ Dans le cas d'une travée intermédiaire.

- 3) la valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
 0.6 M_0 pour une poutre de deux travées.
 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que :

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et supportant le même chargement :

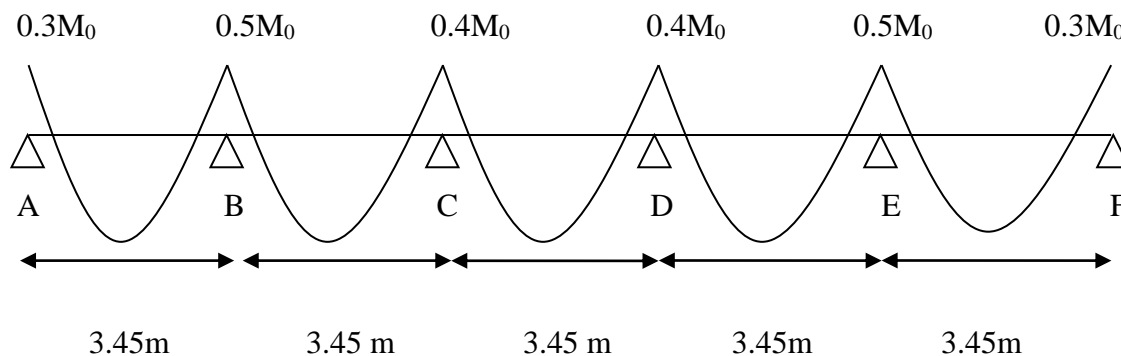
$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w, M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment maximal en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanente et d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Dans notre cas, d'une poutre à plus de trois travées, on aura le diagramme suivant :



3. Calculs des moments et des efforts tranchant:**3.1. Plancher à usage commercial :**

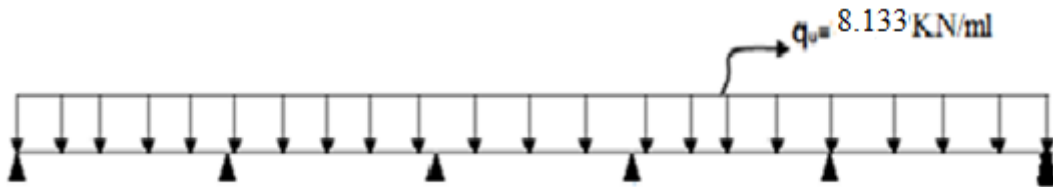
➤ ELU

a. Combinaison de charges:

$$G=5.38\text{Kn/m}^2$$

$$Q=3.5\text{Kn/m}^2$$

$$q_u=(1.35G+1.5Q)L'=(1.35*5.38+1.5*3.5)0.65 = 8.133\text{Kn/ml}$$

**b. Calcul des rapports de charge :**

$$- \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.38} = 0.3941 \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < 2/3$$

$$- (1 + 0.3\alpha) = 1.118$$

$$- \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.659$$

c. Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.133 \times 3.45^2}{8} = 12.100 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_F = 0.3M_0 = 3.63 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5M_0 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4M_0 = 4.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.118)12.1 - \frac{3.63+6.05}{2} = 8.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.659 \times 12.1 = 7.974 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 8.688 \text{KN.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.118)12.1 - \frac{6.05+4.84}{2} = 8.083 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.559 \times 12.1 = 6.764 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tBC} = 7.083 \text{KN.m}}$$

Travée CD:

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.118)12.1 - \frac{4.84+4.84}{2} = 8.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.559 \times 12.1 = 6.764 \text{ KN.m} \quad \mathbf{M_{tCD} = 8.688 \text{KN.m}}$$

Travée DE :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.118)12.1 - \frac{4.84+6.05}{2} = 8.083 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.559 \times 12.1 = 6.764 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tDE} = 8.083 \text{KN.m}}$$

Travée EF :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.118)12.1 - \frac{6.05+3.63}{2} = 8.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.659 \times 12.1 = 7.974 \text{ KN.m} \quad M_{tEF} = 8.688 \text{ KN.m}$$

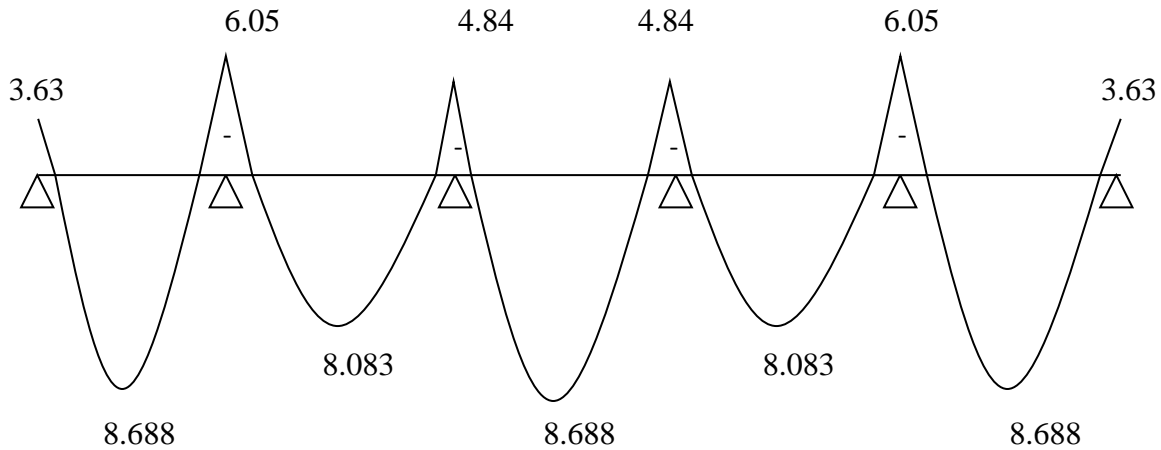


Fig III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

d. Calcul des efforts tranchant:

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

$$\theta(x) = \pm \frac{8.133 \times 3.45}{2} = 14.029 \text{ KN}$$

Travée AB :

$$V_A = 14.029 + \frac{3.63 - 6.05}{3.45} = 13.328 \text{ KN}$$

$$V_B = -14.029 + \frac{3.63 - 6.05}{3.45} = -14.730 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 14.029 + \frac{6.05 - 4.84}{3.45} = 14.380 \text{ KN}$$

$$V_C = -14.029 + \frac{6.05 - 4.84}{3.45} = -13.678 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 14.029 + \frac{4.84 - 4.84}{3.45} = 14.029 \text{ KN}$$

$$V_D = -14.029 + \frac{4.84 - 4.84}{3.45} = -14.029 \text{ KN}$$

Travée DE:

$$V_D = 14.029 + \frac{4.84 - 6.05}{3.45} = 13.678 \text{ KN}$$

$$V_E = -14.029 + \frac{4.84-6.05}{3.45} = -14.380 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = 14.029 + \frac{6.05-3.63}{3.45} = 14.730 \text{ KN}$$

$$V_F = -14.029 + \frac{6.05-3.63}{3.45} = -13.328 \text{ KN}$$

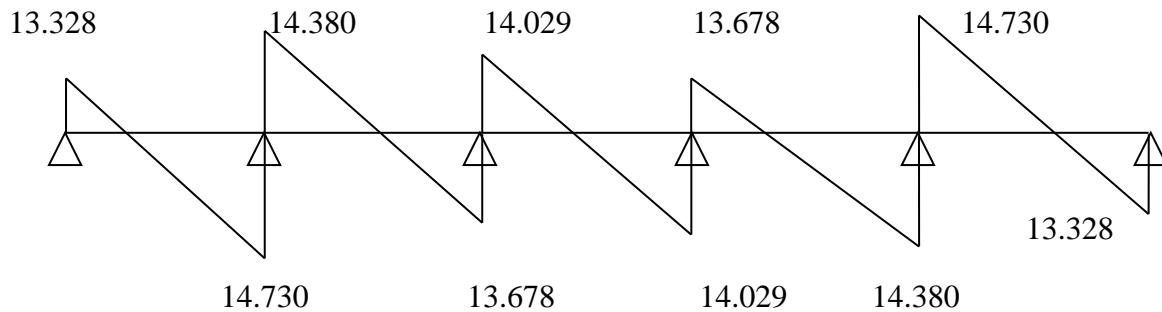


Fig III.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

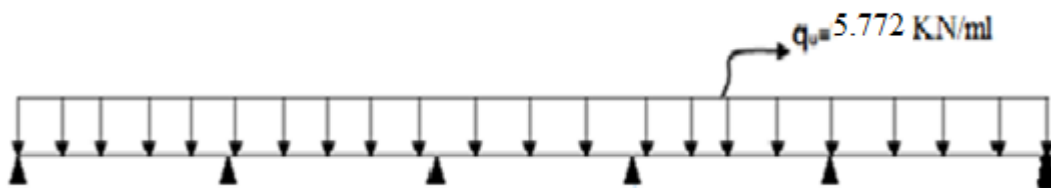
❖ ELS

a. Combinaison de charges:

$$G=5.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (G+Q)L' = (5.38+3.5)0.65 = 5.772 \text{ KN/ml}$$



b. Calcul des rapports de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{3.5+5.38} = 0.3941 \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < 2/3$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.11823$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.6591$$

c. Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.772 \times 3.45^2}{8} = 8.588 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_f = 0.3M_0 = 2.576 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5M_0 = 4.294 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4M_0 = 3.435 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.1823)8.588 - \frac{2.576+4.294}{2} = 6.719 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.6591 \times 8.588 = 5.660 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 6.719 \text{ KN.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.1823)8.588 - \frac{4.294+3.435}{2} = 6.289 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.5911 \times 8.588 = 5.076 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tBC} = 6.289 \text{ KN.m}}$$

Travée CD:

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.1823)8.588 - \frac{3.435+3.435}{2} = 6.719 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq M_{t2} \geq 0.5911 \times 8.588 = 5.076 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{tCD} = 6.719 \text{ KN.m}}$$

Travée DE :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.1823)8.588 - \frac{3.435+4.294}{2} = 6.289 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.5911 \times 8.588 = 5.076 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 6.289 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t1} \geq (1.1823)8.588 - \frac{4.294+2.576}{2} = 6.719 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2} \geq 0.6591 \times 8.588 = 5.660 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 6.719 \text{ KN.m}$$

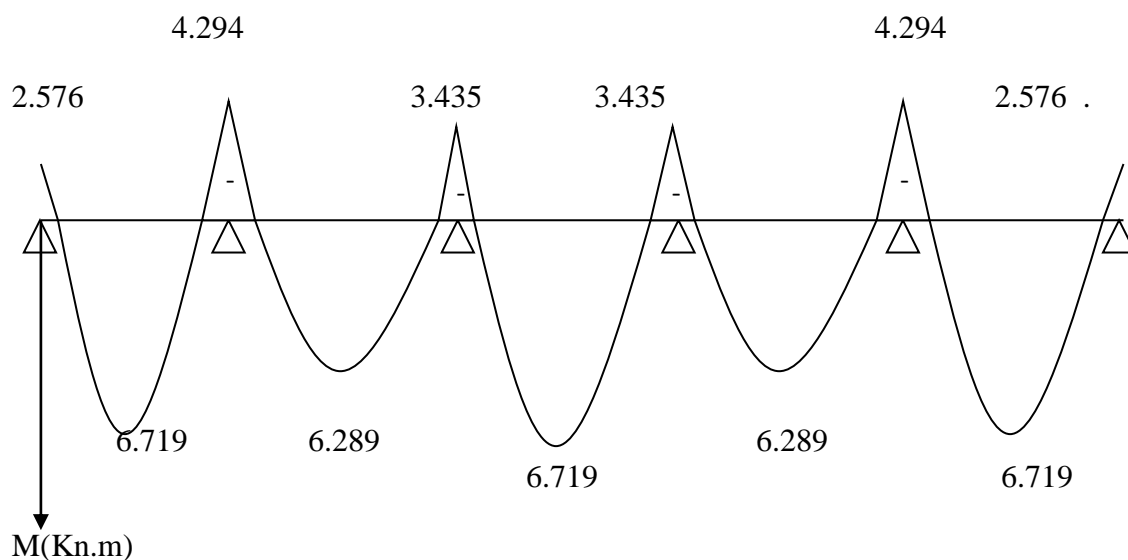


Fig III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

d. Calcul des efforts tranchant:

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

$$\theta(x) = \pm \frac{5.772 \cdot 3.45}{2} = 9.957 \text{ KN}$$

Travée AB :

$$V_A = 9.957 + \frac{2.576 - 4.294}{3.45} = 9.459 \text{ KN}$$

$$V_B = -9.957 + \frac{2.576 - 4.294}{3.45} = -10.455 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 9.957 + \frac{4.294 - 3.435}{3.45} = 10.206 \text{ KN}$$

$$V_C = -9.957 + \frac{4.294 - 3.435}{3.45} = -9.708 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 9.957 + \frac{3.435 - 3.435}{3.45} = 9.957 \text{ KN}$$

$$V_D = -9.957 + \frac{3.435 - 3.435}{3.45} = -9.957 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 9.957 + \frac{3.435 - 4.294}{3.45} = 9.708 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.957 + \frac{3.435 - 4.294}{3.45} = -10.206 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = 9.957 + \frac{4.294 - 2.576}{3.45} = 10.455 \text{ KN}$$

$$V_F = -9.957 + \frac{4.294 - 2.576}{3.45} = -9.459 \text{ KN}$$

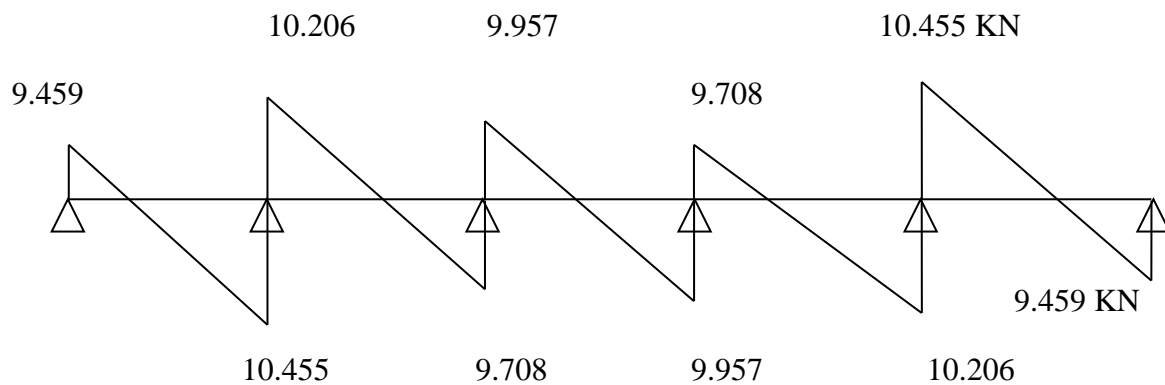


Fig III.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

1. Ferrailage des poutrelles à l'ELU :

4.1. Plancher à usage commerciale :

a. Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :

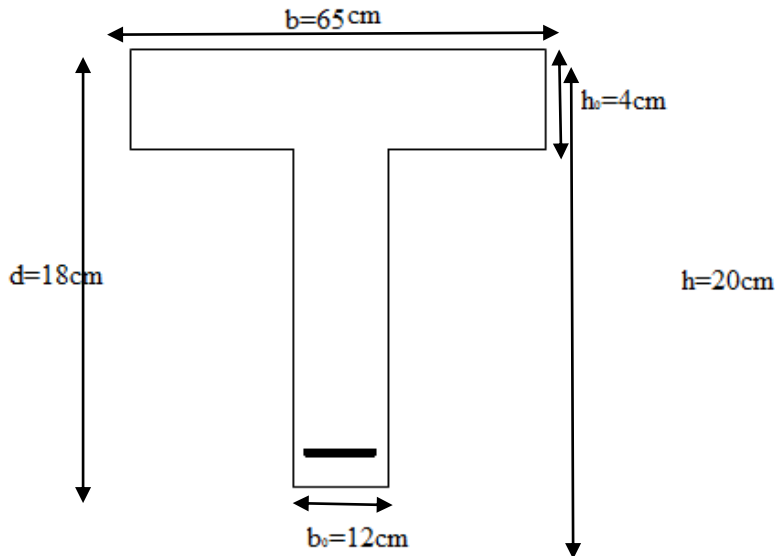


Fig III.10 : dimensions de la section en Té.

➤ En travée :

$$M_{t_{\text{Max}}} = M_{t_{AB}} = 8.688 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment repris par la dalle de compression:

$$M_t = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \cdot 103 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{t_{AB}} < M_t$, l'axe neutre est donc dans la table de compression. La section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{t_{AB}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.688 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.029 < \mu_l = 0.392 \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.029 \implies \beta = 0.9855 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t_{AB}}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.688 \times 10^3}{0.9855 \times 18 \times 348}$$

$$A_{st} = 1.407 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a_{\max}} = M_B = 6.05 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12 \text{ cm}$ et de hauteur $h=20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Section simplement armée})$$

$$\mu = 0.109 \implies \beta = 0.9425$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.05 \times 10^3}{0.9425 \times 18 \times 348} = 1.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b. armatures transversales: [art A.7.2.2 /BAEL 99]

$$\phi_t = \min\left(\frac{b}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right) = \min(0.5, 1, 1.2) = 0.5 \text{ cm}$$

prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On

• **Espacement des armatures : [art A.5.1.22/BAEL 99]**

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

On prend : **St = 15 cm**

4.1.1. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 99]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ **En travée:**

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b. Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 99]

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 99]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.34; 5 \text{ MPa}) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.730 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [A.5.1.313/AEL99] :

$$\frac{2v_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } V_u \leq 0.4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La valeur de (a) est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à 0,9 d :

$$a = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 120 \times 162 \times 25 / 1.5 = 129600 \text{ N} = 129.6 \text{ Kn}$$

$$V_u^{\max} = 14.730 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Condition vérifiée**d. L'ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 99]**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.25 \text{ cm} \quad , \quad \text{On prend} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règlements de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4 L_s** pour l'aciers H A, **Donc $L_c = 16 \text{ cm}$**

e. Etat limite d'ouverture des fissures (Art . A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

✓ **Etat limite de compression de béton :**➤ **En travée :**• **La contrainte dans l'acier :**

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,8566$$

$$K_1 = 19.86$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A} \quad \text{Avec } M_{ts} = 6.719 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{6.719 \times 10^6}{0,8566 \times 180 \times 235} = 185.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

Condition vérifiée• **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185.43}{19,86} = 9.336 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

Condition vérifié

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0.8764$$

$$K_1 = 25.46$$

• La contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que $\overline{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d A} \quad M_{as}^{max} = 4.294 \text{ KN m}$$

$$\sigma_s = \frac{4.294 \times 10^6}{0.8584 \times 180 \times 157} = 173.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} > \sigma_s = 173.37 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173.37}{25.46} = 6.809 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91) :

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=3,45 m)

M_t^{max} : Moment max en travée $M_t^{max} = 6.719 \text{ Knm}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique $M_0 = 8.588kn.m$

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

1. $\frac{20}{345} = 0.057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow$ Condition vérifiée
2. $\frac{h}{L} = \frac{20}{345} = 0,057 < \frac{6.719}{10 \times 8.588} = 0,078 \Rightarrow$ Condition non vérifiée
3. $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0108 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

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

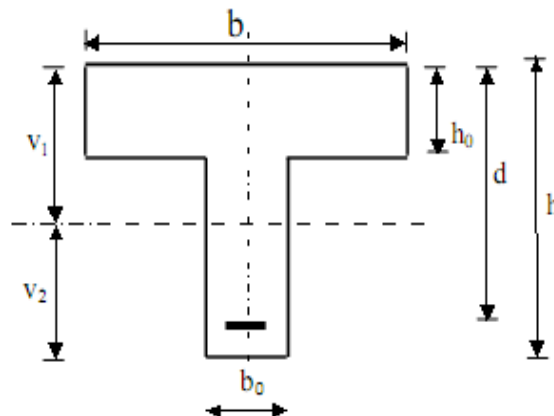
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

a. Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$



b. Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.5} = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,09^3 + 12,91^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12,9 - 2)^2$$

$$= 20003.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{0=} = 20003.27 \text{ cm}^4$$

c. Calcul des coefficients: (λ_V ; μ ; I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0108 \quad \mapsto \quad \beta = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{6.719 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 235} = 161.75 \text{ MPa}$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0108} = 1.522$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 161.75 + 2,1}; 0 \right\} = \max\{0,595; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20003.25}{1 + 1.522 \times 0,595} = 11546.86 \text{ cm}^4$$

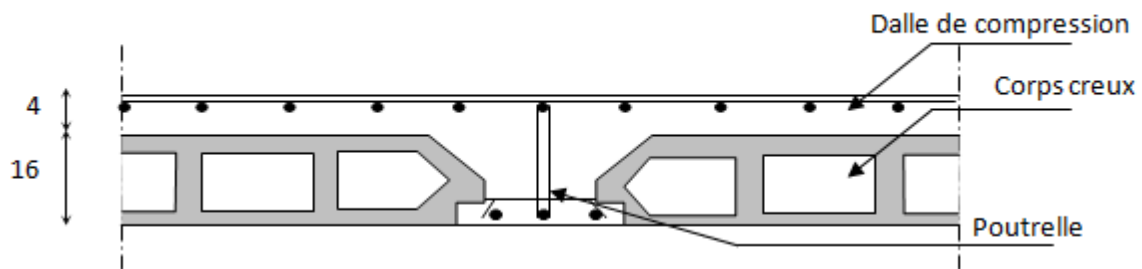
$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.719 \times 10^6 \times 3450^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 11546.86} = 6.40 \text{ mm}$$

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9mm$$

➤ **Donc :** $f = 6.40 \leq \bar{f} = 6.9$ **Condition vérifier**



FigIII.11 : ferrailage du plancher étage courant et commercial

III.3. Escaliers :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

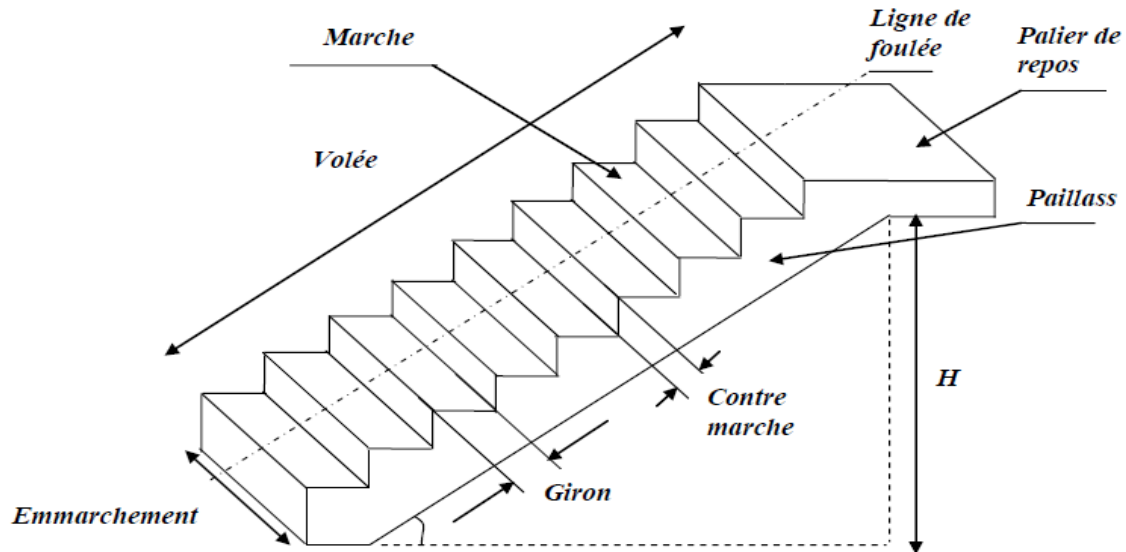


Fig.III.12 : Schéma statique de l'escalier

- g. **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- h. **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.3.2. Dimensions des escaliers :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

On utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appart supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

1^{er} cas : étage courant

- **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

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

➤ **Nombre de marches**

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

➤ **Emmarchement** : E=1.38 m

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL**

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

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

Alors :

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

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

Nombre de marches : 8

➤ **Epaisseur de la paillese Epaisseur de la paillese :**

L'épaisseur de la paillese est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillese et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : longueur de la paillese projetée.

L_2 : longueur du palier.

• **1^{er} type :**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52$$

$$L = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

Finalement :

$$L_0 = L + L_2 = 2.85 + 1.1 = 3.95 \text{ m}$$

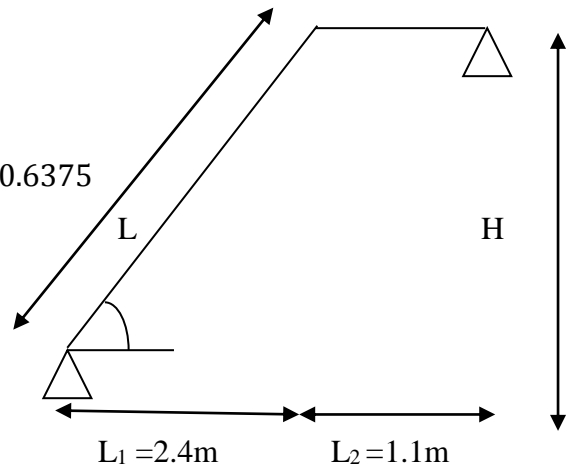


Figure III.13 : Schéma du 1^{er} type d'escalier

$$\frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20} \longrightarrow 13.17 \leq e_p \leq 19.75 \longrightarrow e_p = 18 \text{ cm}$$

- 2^{eme} type :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52$$

$$L = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

Finalement :

$$L_0 = L_1 + L = 2.85 + 1.1 = 3.95 \text{ m}$$

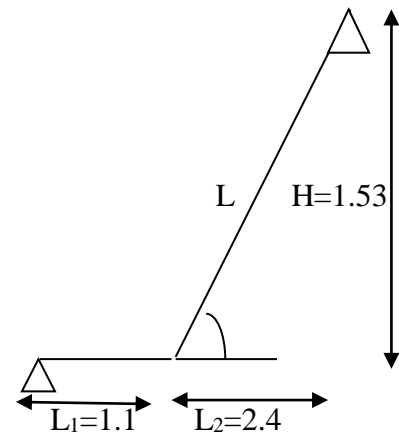


Figure III.14 : Schéma du 2^{eme} type d'escalier

$$\frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20} \longrightarrow 13.17 \leq e_p \leq 19.75 \longrightarrow e_p = 18 \text{ cm}$$

III.3.3. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente

➤ La Volée :

Matériaux	surface x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paillasse (ep = 18cm)	$\frac{1 \times 0.18}{\cos(32.52)}$	25	5.34
Poids propre des marches (ep = 17cm)	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose horizontal (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Carrelage vertical (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose vertical (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre (ep = 20cm)	0.02	10	0.2
Garde-corps	-	-	0.2
Σ Gi= Gvolée=			9.505

Tableau III.1 : Détermination du poids propre de la volée.

➤ **Le palier :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier (ep = 18cm)	0.18	25	4.5
Revêtement en carrelage (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0.02	10	0.2
Σ Gi= G palier =			5.7

Tableau III.2 : Détermination du poids propre du palier.

b. Surcharge d'exploitation :

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la surcharge d'exploitation pour un escalier est de : Q= 2,5 kN/ml.

III.3.4 Calcul des efforts internes

➤ **Combinaisons de charges**

ELU :

Volée : $q_1 = 1,35(9.505) + 1,5(2,5) = 16.58$ kN/ml.

Palier : $q_2 = 1,35(5.7) + 1,5(2,5) = 11.445$ kN/ml

ELS :

Volée : $q_1 = 9.505 + 2,5 = 12.005$ kN/ml.

Palier : $q_2 = 5.7 + 2,5 = 8.2$ kN/ml.

➤ **Calcul à l'ELU**

Type 1 :

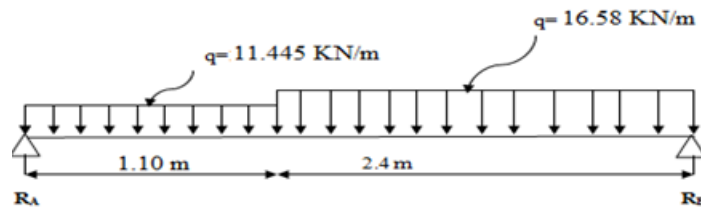


Figure III.15 : Schéma statique de calcul du 1^{ère} type d'escalier à l'ELU

➤ Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (11.445 \times 1,1) + (16,58 \times 2,40)$$

$$R_A + R_B = 52.38 \text{ KN}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1+L_2/2) - R_B (L_1+L_2) = 0$$

$$3.5 R_B = 11.445 \times 1.1 \times 1.1/2 + 16.58 \times 2.40(1.1 + (2.40/2))$$

$$R_B = 28.13 \text{ KN}$$

$$R_A = 52.38 - 28.13 = 24.25 \text{ KN}$$

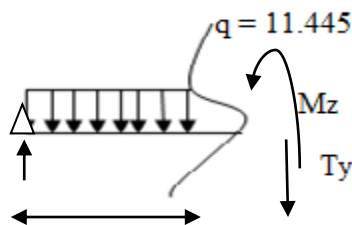
Finalement :

$$R_A = 24.25 \text{ kN.}$$

$$R_B = 28.13 \text{ Kn}$$

➤ Détermination des efforts internes à l'ELU

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.1 \text{ m}$



$$T_y = -11.445 \cdot x + 24.25$$

Pour : $x = 0$

$$T(0) = 24.25 \text{ KN}$$

$x = 1.1 \text{ m}$

$$T(1.1) = 11.66 \text{ KN}$$

$$M_z = -11.445 \cdot x^2/2 + 24.25 \cdot x$$

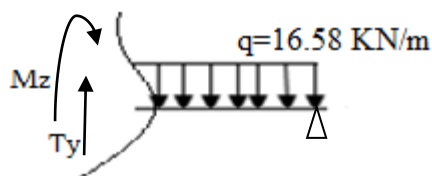
Pour : $x = 0$

$$M_z = 0 \text{ kN.m.}$$

$x = 1.1 \text{ m}$

$$M_z = 19.75 \text{ kN.m.}$$

- 2^{eme} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 2.4 \text{ m}$



$$T_y = 16.58 \cdot x - 28.13$$

Pour $x = 0$

$$T(0) = -28.13 \text{ KN}$$

$x = 2.4 \text{ m}$

$$T(2.4) = 11.66 \text{ KN}$$

$$M_z = -16.58 \cdot x^2/2 + 28.13 \cdot x$$

Pour $x = 0$

$$M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$x = 2.4$

$$M_z = 19.76 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$Ty = 16.58.x - 28.13 = 0 \Rightarrow x = 1.69m$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$M_z = -16.58.x^2/2 + 28.13.x$

$M_z^{max} = 23.86 \text{ KN.m}$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

➤ **En travée :** $M_t = 0,85M_z^{max} = 20.28 \text{ kN.m}$.

➤ **Aux appuis:** $M_a = -0,3M_z^{max} = - 7.16 \text{ kN.m}$.

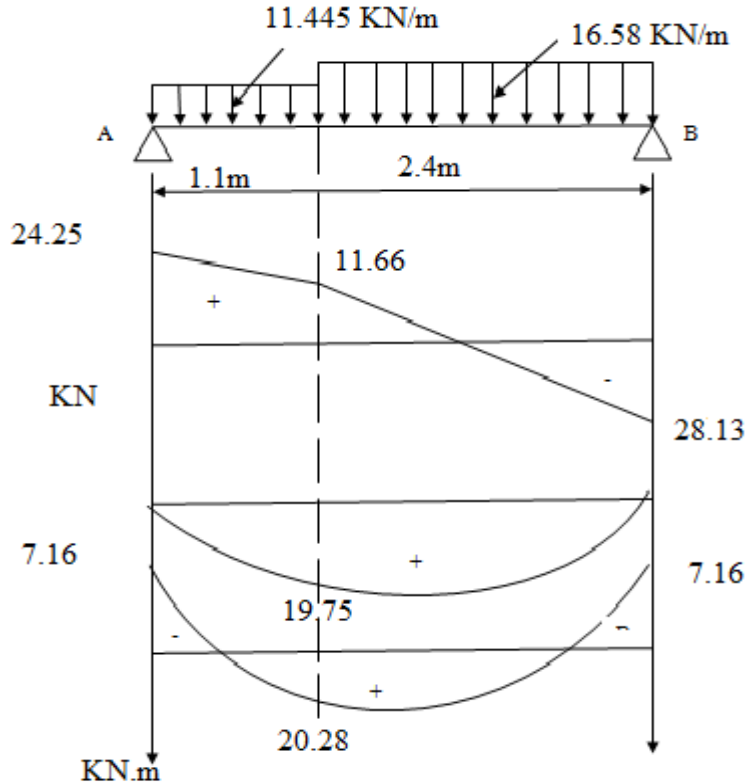
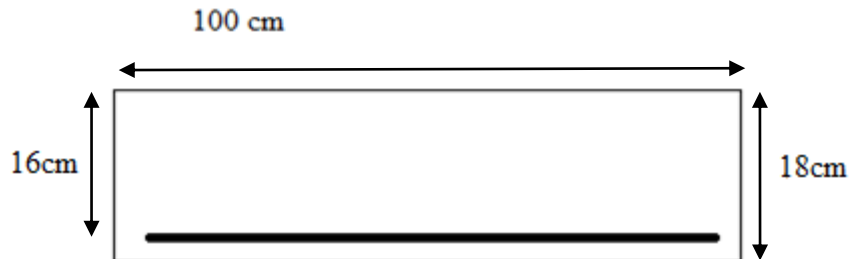


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.3.5. Calcul des armatures:

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur de (1m).

➤ **En travée :**



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{20.28 \times 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.055$$

$\mu = 0.055 < \mu_l = 0.392$ Section Simplement Armé (SSA). les armateurs comprimés ne sont pas nécessaire.

$$\mu = 0.055 \longrightarrow \beta = 0.9715$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.28 \times 10^3}{0.9715 \times 16 \times \frac{400}{1.15}} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement : St= 25 cm.

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article (A.8.2,41 du BAEL 99) , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 1.13 cm². Soit : 4HA 10= 3.14 cm².

Avec un espacement : St= 25 cm

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.16 \times 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.019 \longrightarrow \beta = 0.9905 \text{ (Par l'interpolation)}$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.16 \times 10^3}{0.9925 \times 18 \cdot \frac{400}{1.15}} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Soit : adoptée = 4HA 12= 4.52 cm² avec un espacement : St= 25 cm.

• **Armatures de répartition**

Ar= 1/4 A adoptée = 1.13 cm². Soit : 4HA 10= 3.14 cm². Avec un espacement : St= 25 cm.

Soit : A adoptée= 5HA 10= 3.92 cm² avec un espacement : St= 20 cm.

III.3.6. Vérifications à l'ELU

a. **Condition de non fragilité (BAEL 99/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

. En travée : At= 4.52 cm² > 1.93 cm².

La condition est vérifiée.

. Aux appuis : Aa= 4.52 cm² > 1.93 cm².

La condition est vérifiée.

b. **Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art. 5.1, 211)**

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL99] :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.13 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.175 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)

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

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

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

Où :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Type1 :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.13 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 150.72} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm.}$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{28.13 \times 1.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.808 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.808 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Calcul à l'ELS :

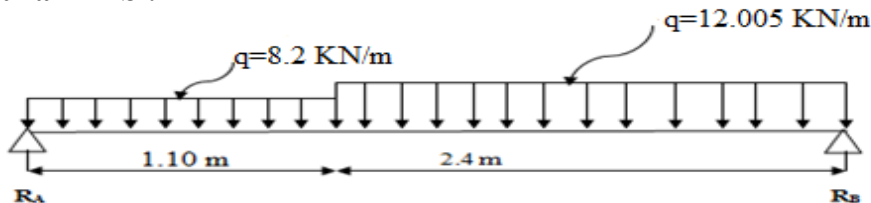


Figure III.17 : Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (8.2 \times 1,1) + (12.005 \times 2,40)$$

$$R_A + R_B = 37.83 \text{ KN}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1+L_2/2) - R_B (L_1+L_2) = 0$$

$$3.5 R_B = 8.2 \times 1.1 \times 1.1/2 + 12.005 \times 2.40(1.1 + (2.40/2))$$

$$R_B = 20.35 \text{ KN}$$

$$R_A = 37.83 - 20.35 = 17.48 \text{ KN}$$

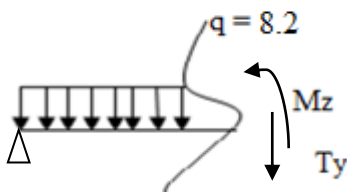
Finalement :

$$R_A = 17.48 \text{ kN.}$$

$$R_B = 20.35 \text{ Kn}$$

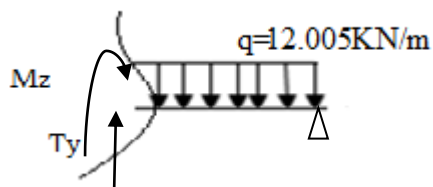
Détermination des efforts internes à l'ELU

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.1 \text{ m}$



$$\begin{aligned} T_y &= -8.2 \cdot x + 17.48 & \text{Pour } x=0 & T(0) = 17.48 \text{ KN} \\ & & x=1.1 \text{ m} & T(1.1) = 8.46 \text{ KN} \\ M_z &= -8.2 \cdot x^2/2 + 17.48 \cdot x & \text{Pour } x=0 & M_z = 0 \text{ kN.m.} \\ & & x=1.1 \text{ m} & M_z = 14.26 \text{ kN.m.} \end{aligned}$$

- 2^{eme} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 2.4 \text{ m}$



$$\begin{aligned} T_y &= 12.005 \cdot x - 20.35 & \text{Pour } x=0 & T(0) = -20.35 \text{ KN} \\ & & x=2.4 \text{ m} & T(2.4) = 8.46 \text{ KN} \\ M_z &= -12.005 \cdot x^2/2 + 20.35 \cdot x & \text{Pour } x=0 & M_z = 0 \text{ kN.m} \\ & & x=2.4 & M_z = 14.26 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Calcul du moment maximal M_z^{\max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 12.005 \cdot x - 20.35 = 0 \Rightarrow x = 1.69 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = -12.005 \cdot x^2 / 2 + 20.35 \cdot x.$$

$$M_z^{\max} = 17.24 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_z^{\max} = 14.65 \text{ kN.m.}$

Aux appuis: $M_a = -0,3M_z^{\max} = - 5.17 \text{ kN.m.}$

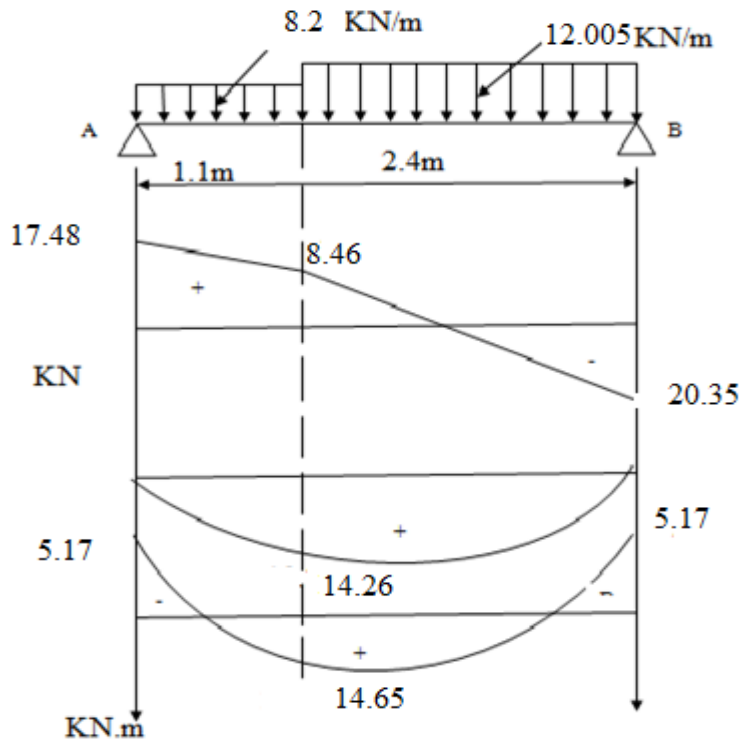


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

- **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

- **contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

b) En travée

$$A_{sa} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0.282$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.251$: $\beta_1 = 0.916875$; $K_1 = 44.87$ par interpolation.

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

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{14.65 \times 10^3}{0.916875 \times 16 \times 4.52} = 220.93 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220.93}{44.87} = 4.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Etat limite de déformation:**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 99/ Art. B.6.5,1**) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \mathbf{h} : \text{ hauteur de la section est égale à 18 cm.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \quad \mathbf{L} : \text{ portée libre est égale à 350 cm.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \mathbf{A} : \text{ section des armatures tendues.}$$

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$1. \quad \frac{h}{L} = \frac{18}{350} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} = 0.051 < \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{14.65}{10 \times 17.24} = 0.084 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3. \quad \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5,2)

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_p^s) = q_v^s = 12.005 \text{ KN/m}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx} : \text{Moment statique de la section homogène.}$$

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16 = 17284.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 18) + 15 \times 4.52 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17284.8}{1867.8} = 9.25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(9.25^3 + 8.75^3) + 15 \times 4.52(8.75 - 2)^2 = 51801.63 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10E_v \cdot I_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.005 \times 10^3 \times 3.5^4}{10^6 \times 10818,86 \times 51801.63 \times 10^{-8}} = 0.004 \text{ m} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.42 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2^{er} cas : RDC $h_e=4.08$

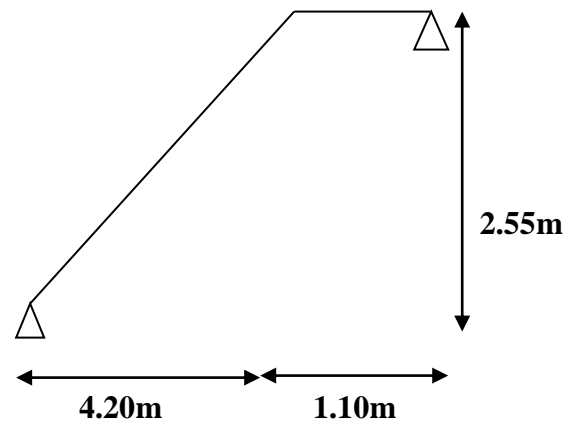


Figure III.19 : Schéma du 1^{er} type d'escalier RDC

➤ **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15$$

➤ **Nombre de marches**

$$m = n - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches}$$

➤ **Emmarchement** : $E=1.38$ m

➤ **Le giron** :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{420}{14} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL**

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

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

Alors :

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

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

Nombre de marches : 14

Epaisseur de la pailleuse Epaisseur de la pailleuse :

L'épaisseur de la pailleuse est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la pailleuse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : longueur de la pailleuse projetée.

L_2 : longueur du palier.

• **1^{er} type :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{255}{420} = 0.607$$

$$\alpha = 31.26$$

$$L = \frac{4.20}{\cos 31.26} = 4.9 \text{ m}$$

Finalement :

$$L_0 = L + L_2 = 4.9 + 1.1 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{600}{30} \leq e_p \leq \frac{600}{20} \longrightarrow 20 \leq e_p \leq 30 \longrightarrow e_p = 25 \text{ cm}$$

III.3.7. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente

➤ **La Volée :**

Matériaux	surface x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paillasse (ep = 25cm)	$\frac{1 \times 0.25}{\cos(31.26)}$	25	7.31
Poids propre des marches (ep = 17cm)	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose horizontal (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Carrelage vertical (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose vertical (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre (ep = 20cm)	0.02	10	0.2
Garde-corps	-	-	0.2
Σ Gi= Gvolée=			11.475

Tableau III.3 : Détermination du poids propre de la volée RDC.

➤ **Le palier :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier (ep = 25cm)	0.25	25	6.25
Revêtement en carrelage (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0.02	10	0.2
Σ Gi= G palier =			7.45

Tableau III.4 : Détermination du poids propre du palier RDC.

b. Surcharge d'exploitation :

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la surcharge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2,5$ kN/ml.

III.3.8 Calcul des efforts internes➤ **Combinaisons de charges****ELU :**Volée : $q_1 = 1,35(11,475) + 1,5(2,5) = 19,24$ kN/ml.Palier : $q_2 = 1,35(7,45) + 1,5(2,5) = 13,807$ kN/ml**ELS :**Volée : $q_1 = 11,475 + 2,5 = 13,975$ kN/ml.Palier : $q_2 = 7,45 + 2,5 = 9,95$ kN/ml.➤ **Calcul à l'ELU :**

Type 1 :

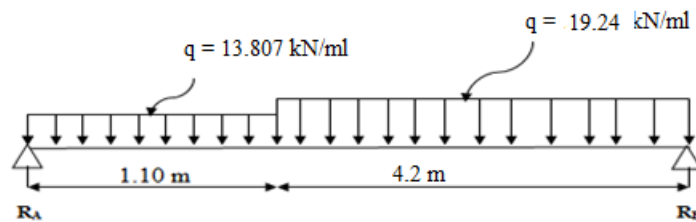


Figure III.20 :Schéma statique de calcul du 1^{ère} type d'escalier RDC à l'ELU

Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (13,807 \times 1,1) + (19,24 \times 4,2)$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 96 \text{ KN}}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1 + L_2/2) - R_B (L_1 + L_2) = 0$$

$$R_B = 13,807 \times 1,1^2/2 + 19,24 \times 4,2(1,1 + (4,2/2))$$

$$\mathbf{R_B = 50,36 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_A = 45,63 \text{ KN}}$$

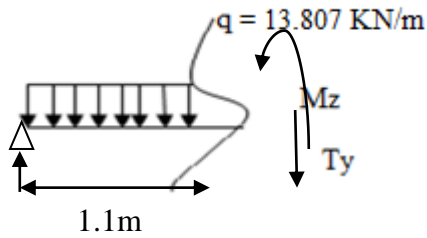
Finalemment :

$$R_A = 45,63 \text{ KN.}$$

$$R_B = 50,36 \text{ KN.}$$

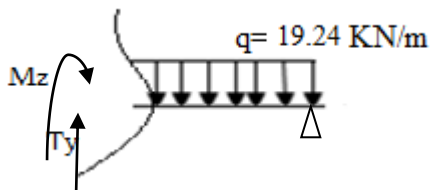
Détermination des efforts internes à l'ELU

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.1$ m



$$\begin{array}{lll}
 T_y = -13.807 \cdot x + 45.63 & \text{Pour : } x = 0 & T(0) = 45.63 \text{ KN} \\
 & x = 1.1 \text{ m} & T(1.1) = 30.44 \text{ KN} \\
 M_z = -13.807 \cdot x^2/2 + 45.63 \cdot x & \text{Pour : } x = 0 & M_z = 0 \text{ kN.m.} \\
 & x = 1.1 \text{ m} & M_z = 41.84 \text{ kN.m.}
 \end{array}$$

- 2^{eme} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 4.2$ m



$$\begin{array}{lll}
 T_y = 19.24 \cdot x - 50.36 & \text{Pour } x = 0 & T(0) = - 50.36 \text{ KN} \\
 & x = 4.2 \text{ m} & T(4.2) = 30.45 \text{ KN} \\
 M_z = -19.24 \cdot x^2/2 + 50.36 \cdot x & \text{Pour } x = 0 & M_z = 0 \text{ kN.m} \\
 & x = 4.2 & M_z = 41.81 \text{ kN.m}
 \end{array}$$

Calcul du moment maximal M_z^{\max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 19.24 \cdot x - 50.36 = 0 \Rightarrow x = 2.6 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = -19.24 \cdot x^2/2 + 50.36 \cdot x.$$

$$M_z^{\max} = 65.9 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_z^{\max} = 56.02 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{\max} = - 19.77 \text{ kN.m.}$$

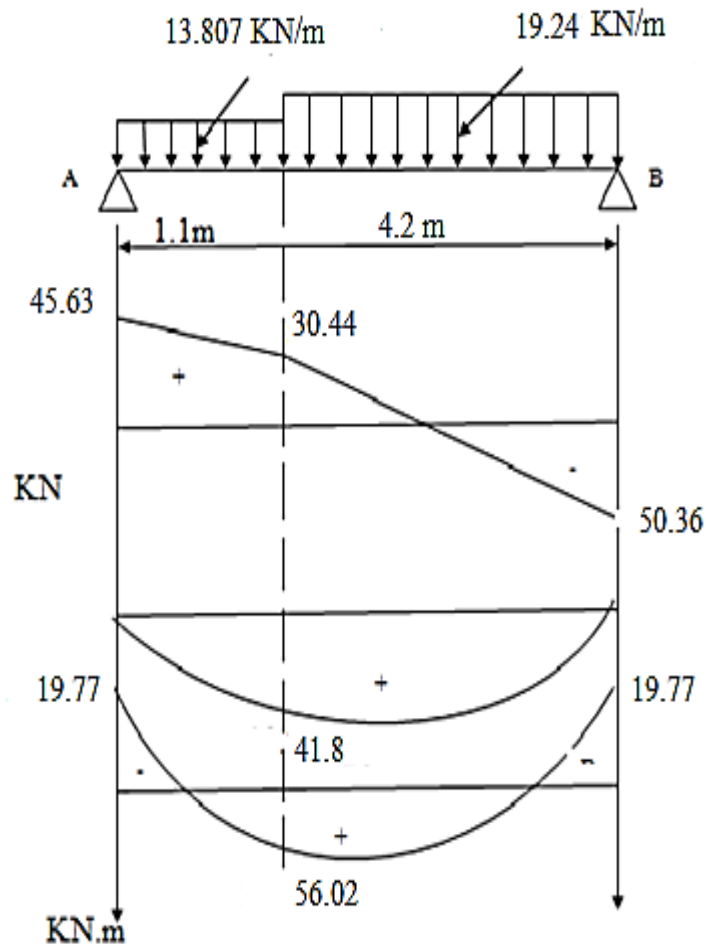
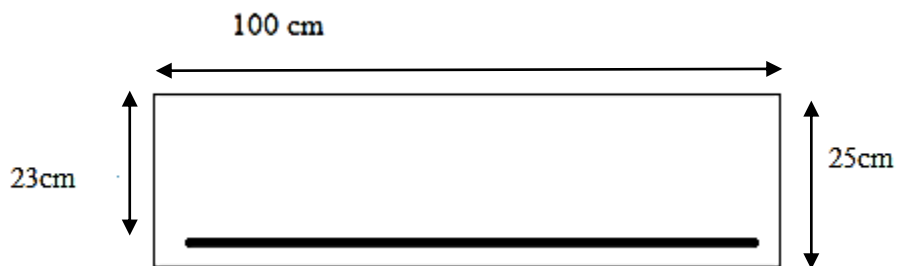


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur de (1m).

➤ **En travée :**



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{56.02 \times 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0.074$$

$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392$ Section Simplement Armée (SSA). les armateurs comprimés ne sont pas nécessaire.

$$\mu = 0.074 \longrightarrow \beta = 0.962$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{56.02 \times 10^3}{0.962 \times 23 \times \frac{400}{1.15}} = 7.27 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée 6HA14 = 9.23cm² avec un espacement : St= 15 cm.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article (A.8.2,41 du BAEL 99) , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 2.31 cm². Soit : 4HA 10= 3.14 cm². Avec un espacement : St= 25 cm

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.77 \times 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.77 \times 10^3}{0.987 \times 23 \cdot \frac{400}{1.15}} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Soit : adoptée = 6HA 12= 6.78 cm² avec un espacement : St= 15 cm.

- **Armatures de répartition**

Ar= 1/4 A adoptée = 1.69 cm². Soit : 4HA 10= 3.14 cm². Avec un espacement : St= 25 cm.

III.3.10. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 99/ Art. A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.78 \text{ cm}^2$$

. En travée : At= 9.23 cm² > 2.78 cm².

La condition est vérifiée.

. Aux appuis : Aa= 6.78 cm² > 2.78 cm².

La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art. 5.1, 211)

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL99] :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{50.36 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.22 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.22 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)

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

Où :. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier). $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).**Donc :**

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

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

Où : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.**Type1 :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263.76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{50.36 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 263.76} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

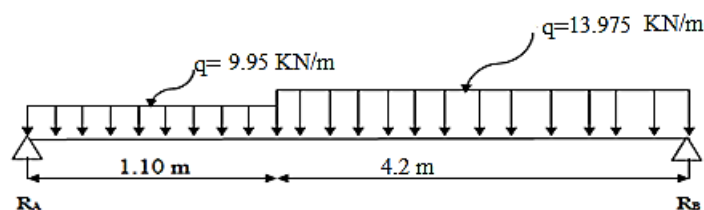
$$\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Soit : $L_s = 45\text{cm}$.**e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{50.36 \times 1.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1.267 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ **Calcul à l'ELS :****ELS :**Volée : $q_1 = 11.475 + 2,5 = 13.975 \text{ kN/ml}$.Palier : $q_2 = 7.45 + 2,5 = 9.95 \text{ kN/ml}$.**FigureIII.22: Schéma statique de calcul du 1^{ere} type d'escalier RDC à l'ELS.**

Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (9.95 \times 1,1) + (13.975 \times 4.2)$$

$$R_A + R_B = 69.64 \text{ KN}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1+L_2/2) - R_B (L_1+L_2) = 0$$

$$R_B = 9.95 \times 1.1 \times 1.1/2 + 13.975 \times 4.2 (1.1 + (4.2/2))$$

$$R_B = 36.57 \text{ KN}$$

$$R_A = 69.64 - 36.57 = 33.07 \text{ KN}$$

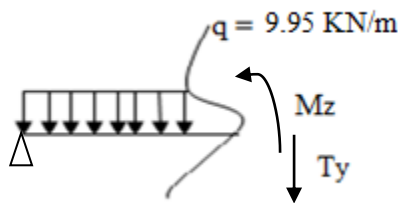
Finalement :

$$R_A = 33.07 \text{ KN}$$

$$R_B = 36.57 \text{ KN}$$

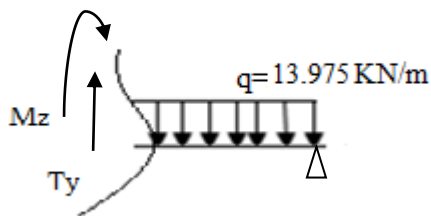
Détermination des efforts internes à l'ELU

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.1 \text{ m}$



$Ty = -9.95 \cdot x + 33.07$	Pour : $x = 0$	$T(0) = 33.07 \text{ KN}$
	$x = 1.1 \text{ m}$	$T(1.1) = 22.125 \text{ KN}$
$M_z = -9.95 \cdot x^2/2 + 33.07 \cdot x$	Pour : $x = 0$	$M_z = 0 \text{ kN.m.}$
	$x = 1.1 \text{ m}$	$M_z = 30.35 \text{ kN.m.}$

- 2^{eme} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 4.2 \text{ m}$



$Ty = 13.975 \cdot x - 36.57$	Pour $x = 0$	$T(0) = -36.57 \text{ KN}$
	$x = 4.2 \text{ m}$	$T(4.2) = 22.125 \text{ KN}$
$M_z = -13.975 \cdot x^2/2 + 36.57 \cdot x$	Pour $x = 0$	$M_z = 0 \text{ kN.m}$
	$x = 4.2$	$M_z = 30.33 \text{ kN.m}$

Calcul du moment maximal M_z^{\max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 13.975 \cdot x - 36.57 = 0 \Rightarrow x = 2.6 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = -13.975 \cdot \frac{x^2}{2} + 36.57 \cdot x.$$

$$M_z^{\max} = 30.33 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_z^{\max} = 25.78 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{\max} = -9.1 \text{ KN.m.}$$

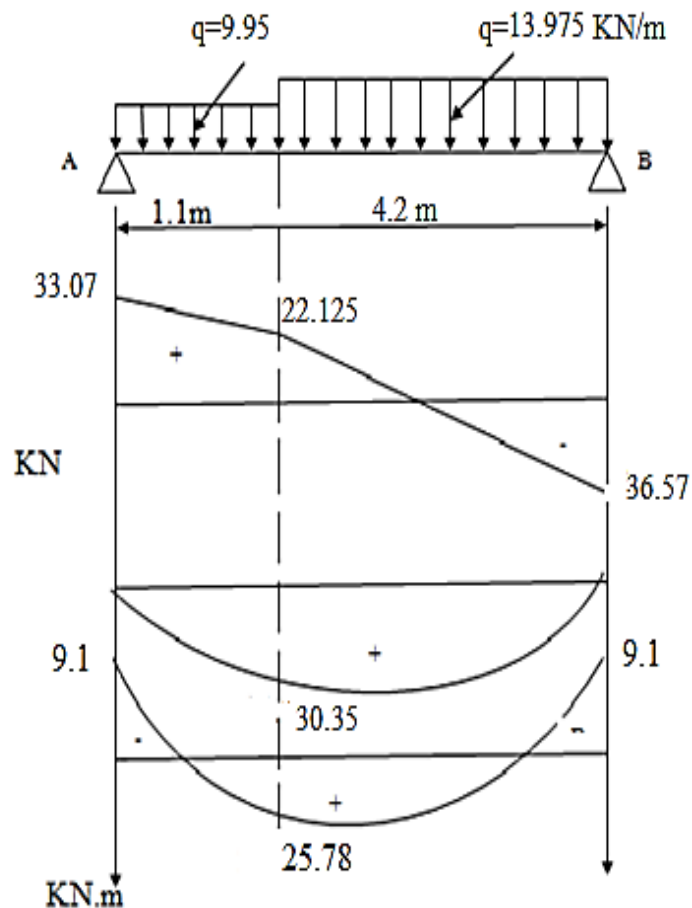


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

- **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

• **contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

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

➤ **En travée**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 23} = 0.401$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.401$; $\beta_1 = 0.9037$; $K_1 = 36.391$. Par interpolation

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

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{25.78 \times 10^3}{0.9037 \times 23 \times 9.23} = 134.38 MPa < 348 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{134.38}{36.391} = 3.69 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 23} = 0.295$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.295$; $\beta_1 = 0.9145$; $K_1 = 43.48$. Par interpolation

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

$$\sigma_s = \frac{M_{at}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{9.1 \times 10^3}{0.9145 \times 23 \times 6.78} = 63.81 MPa < 348 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{63.81}{43.48} = 1.47 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 99**) .

• **Etat limite de déformation:**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 99/ Art. B.6.5,1**) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{h : hauteur de la section est égale à 18 cm.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \quad \text{L : portée libre est égale à 350 cm.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{A : section des armatures tendues.}$$

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{530} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.047 < \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{25.78}{10 \times 30.33} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} = \frac{9.23}{100 \times 23} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5,2)

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_p^s) = q_v^s = 13.975 \text{ KN/m}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx} : \text{Moment statique de la section homogène.}$$

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot 25^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 23 = 34434.35 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 23) + 15 \times 9.23 = 2438.45 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{34434.35}{2438.45} = 14.12 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 23 - 14.12 = 8.88 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène:

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (14.12^3 + 8.88^3) + 15 \times 9.23 (8.88 - 2)^2 \\ &= 123733.23 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10 E_v \cdot I_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13.975 \times 10^3 \times 5.3^4}{10^6 \times 10818,86 \times 123733.23 \times 10^{-8}} = 0.0105m = 1.05cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1.06cm$$

$$f_v = 1.05cm \leq \bar{f} = 1.06 cm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3^{eme} cas : Sous- sols1&2 :

➤ **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche h = 17 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11$$

➤ **Nombre de marches**

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches}$$

➤ **Emmarchement : E=1.38 m**

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{300}{10} = 30cm$$

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL**

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

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

Alors :

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

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

Nombre de marches : 10

Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

• **1^{er} type :**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{3.00} = 0.6233$$

$$\alpha = 31.93^\circ$$

$$L = \frac{3.00}{\cos 31.93} = 3.53 \text{ m}$$

Finalement :

$$L_0 = L + L_2 = 3.53 + 1.30 = 4.83 \text{ m}$$

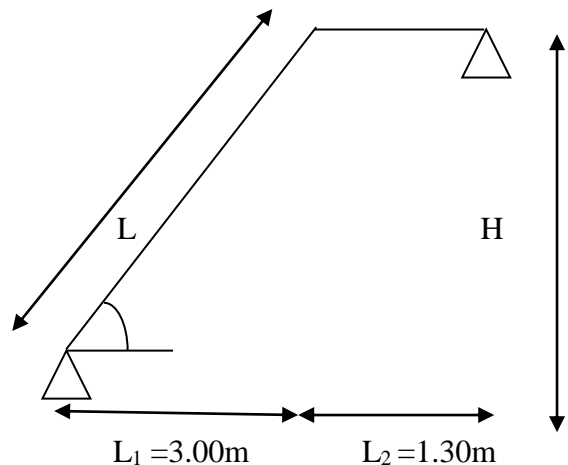


Figure III.24 : Schéma du 1^{er} type d'escalier S-Sol

$$\frac{483}{30} \leq e_p \leq \frac{483}{20} \longrightarrow 16.1 \leq e_p \leq 24.15 \longrightarrow e_p = 20\text{cm}$$

III.3.12. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente

➤ La Volée :

Matériaux	surface x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paillasse (ep = 20cm)	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(31.93)}$	25	5.89
Poids propre des marches (ep = 17cm)	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose horizontal (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Carrelage vertical (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose vertical (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre (ep = 20cm)	0.02	10	0.2
Garde-corps	-	-	0.2
Σ Gi= Gvolée=			10.055

Tableau III.5 : Détermination du poids propre de la volée S-Sol.

➤ Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier (ep = 20cm)	0.20	25	5
Revêtement en carrelage (ep = 1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose (ep = 2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable (ep = 2cm)	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0.02	10	0.2
Σ Gi= G palier =			6.2

Tableau III.6 : Détermination du poids propre du palier.

b. Surcharge d'exploitation :

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la surcharge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2,5$ kN/ml.

III.3.13 Calcul des efforts internes➤ **Combinaisons de charges****ELU :**Volée : $q_1 = 1,35(10,055) + 1,5(2,5) = 17,32$ kN/ml.Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12$ kN/ml**ELS :**Volée : $q_1 = 10,055 + 2,5 = 12,555$ kN/ml.Palier : $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7$ kN/ml.➤ **Calcul à l'ELU**

Type 1 :

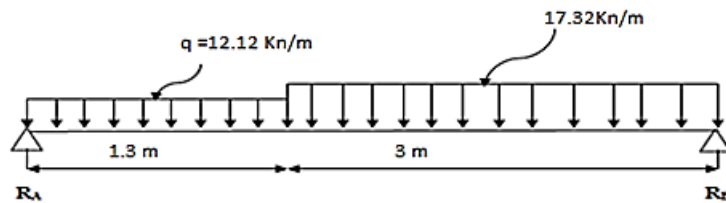


Figure III.25 : Schéma statique de calcul du 1^{ère} type d'escalier S-Sol à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (12,12 \times 1,30) + (17,32 \times 3,00)$$

$$R_A + R_B = \mathbf{67,71KN}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1 + L_2/2) - R_B (L_1 + L_2) = 0$$

$$4 R_B = 12,12 \times 1,30 \times 1,30/2 + 17,32 \times 3,00(1,30 + (3,00/2))$$

$$R_B = \mathbf{38,93KN}$$

$$R_A = \mathbf{67,71 - 38,93 = 28,78KN}$$

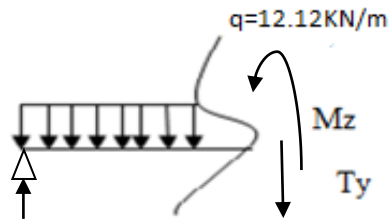
Finalemment :

$$R_A = 28,78 \text{ kN.}$$

$$R_B = 38,93 \text{ KN}$$

Détermination des efforts internes à l'ELU

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.30 \text{ m}$



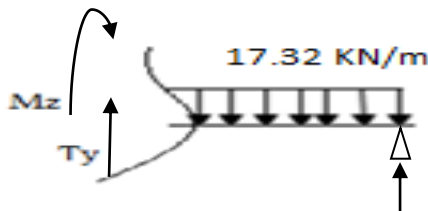
$$T_y = -12.12 \cdot x + 28.78 \quad \text{Pour : } x = 0 \quad T(0) = 28.78 \text{ kN}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \quad T(1.3) = 13.024 \text{ kN}$$

$$M_z = -12.12x^2/2 + 28.78x \quad \text{Pour : } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m.}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \quad M_z = 27.17 \text{ kN.m.}$$

- 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 3 \text{ m}$



$$T_y = 17.32x - 38.93 \quad \text{Pour } x = 0 \quad T(0) = -38.93 \text{ kN}$$

$$x = 3.00 \text{ m} \quad T(3) = 13.03 \text{ kN}$$

$$M_z = -17.32x^2/2 + 38.93 \cdot x. \quad \text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 3.00 \quad M_z = 38.85 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment maximal M_z^{\max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 17.32 \cdot x - 38.93 = 0 \Rightarrow x = 2.24 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = -17.32 \cdot x^2/2 + 38.93 \cdot x.$$

$$M_z^{\max} = 43.75 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_z^{\max} = 37.19 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{\max} = -13.12 \text{ kN.m.}$$

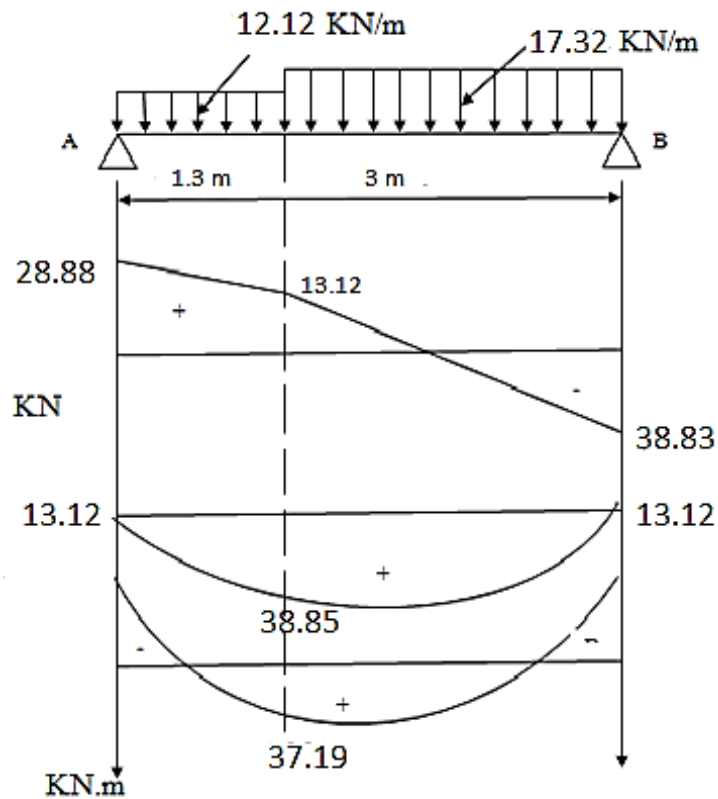
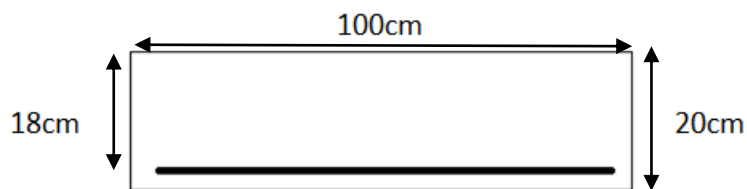


Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur de (1m).

En travée :



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37,19 \times 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,080$$

$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392$ Section Simplement Armé (SSA). les armateurs comprimés ne sont pas nécessaire.

$$\mu = 0,060 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{37.19 \times 10^3}{0.958 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 6.2 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée 5HA14 = 7.79 cm² avec un espacement : **St= 20 cm.**

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article (A.8.2,41 du BAEL 99) , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 A doptée = 1.94 cm². **Soit : 5HA 10= 3.92 cm².**

Avec un espacement : St= 20 cm

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.12 \times 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.12 \times 10^3}{0.986 \times 18 \cdot \frac{400}{1.15}} = 2.12 \text{ cm}^2$$

Soit : adoptée = 5HA 12= 5.65 cm² avec un espacement : **St= 20 cm.**

• **Armatures de répartition**

Ar= 1/4 A adoptée = 1.41 cm². **Soit : 5HA 10= 3.92 cm².** Avec un espacement : St= 20 cm.

Soit : A adoptée= 5HA 10= 3.92 cm² avec un espacement : **St= 20 cm.**

➤ **Vérifications à l'ELU**

a. **Condition de non fragilité (BAEL 99/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** At= 7.79 cm² > 2.17 cm².

La condition est vérifiée.

➤ **Aux appuis :** Aa= 5.65 cm² > 2.17 cm².

La condition est vérifiée.

b. **Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art. 5.1, 211)**

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL99] :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{38.93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

c. **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)**

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

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

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

Où :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Type1 :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.93 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 49.46 \text{ cm}$$

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

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{38.93 \times 1.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.119 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.119 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

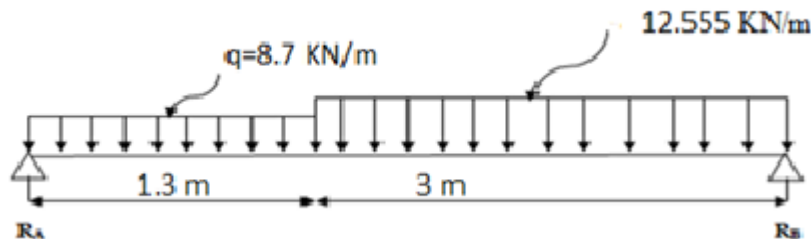


Figure III.27 :schémas statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis

- $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q \cdot L_1) - (q \cdot L_2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = q \cdot L_1 + q \cdot L_2$$

$$R_A + R_B = (8.7 \times 1,3) + (12.555 \times 3.00)$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 48.97 \text{ KN}}$$

- $\Sigma M/A = 0$

$$q \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q \cdot L_2(L_1+L_2/2) - R_B (L_1+L_2) = 0$$

$$4 R_B = 8.7 \times 1.3 \times 1.3/2 + 12.555 \times 3 \cdot (1.30 + (3/2))$$

$R_B = 28.20 \text{ KN}$

$R_A = 48.97 - 28.20 = 20.77 \text{ KN}$

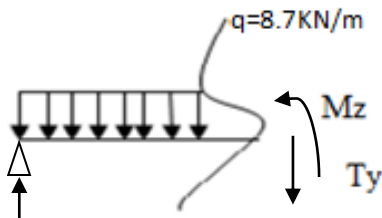
Finalemment :

$R_A = 20.77 \text{ kN}$.

$R_B = 28.20 \text{ KN}$

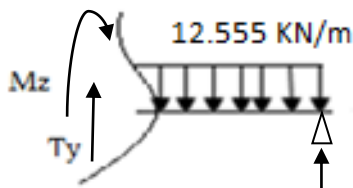
Détermination des efforts internes à l'ELS

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.3 \text{ m}$**



$T_y = -8.7 \cdot x + 20.77$	Pour : $x = 0$	$T(0) = 20.77 \text{ KN}$
	$x = 1.3 \text{ m}$	$T(1.3) = 9.46 \text{ KN}$
$M_z = -8.7 \cdot x^2/2 + 20.77 \cdot x$	Pour : $x = 0$	$M_z = 0 \text{ kN.m}$.
	$x = 1.3 \text{ m}$	$M_z = 19.65 \text{ kN.m}$

- **2^{eme} tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 3.00 \text{ m}$**



$T_y = 12.555 \cdot x - 28.20$	Pour $x = 0$	$T(0) = -28.20 \text{ KN}$
	$x = 3.00 \text{ m}$	$T(3) = 9.46 \text{ KN}$

$M_z = -12.555 \cdot x^2/2 + 28.20 \cdot x$	Pour $x = 0$	$M_z = 0 \text{ kN.m}$
	$x = 3$	$M_z = 28.10 \text{ kN.m}$

Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 12.555 \cdot x - 28.20 = 0 \Rightarrow x = 2.24 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = -12.555 \cdot x^2 / 2 + 28.20 \cdot x.$$

$$M_z^{\max} = 31.67 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_z^{\max} = 26.92\text{kN.m.}$

Aux appuis: $M_a = -0,3M_z^{\max} = -9.50\text{kN.m.}$

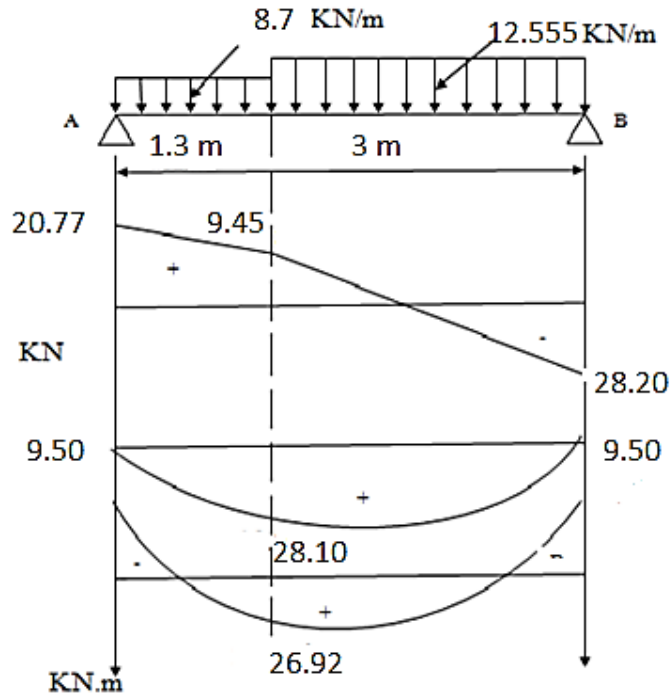


Figure III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

- **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

- **contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

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

➤ **En travée**

$$A_{st} = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.427$: $\beta_1 = 0.9008$; $K_1 = 35.40$ par interpolation.

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

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{26.92 \times 10^3}{0.9008 \times 18 \times 5.65} = 293.85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{293.85}{35.4} = 8.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 A_{sa}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 23} = 0.245$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.245$; $\beta_1 = 0.921$; $K_1 = 48.29$.

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

$$\sigma_s = \frac{M_{at}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{9.50 \times 10^3}{0.921 \times 23 \times 5.65} = 79.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{79.37}{48.29} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 99**).

- **Etat limite de déformation:**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 99/ Art. B.6.5,1**) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{ hauteur de la section est égale à 20 cm.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \quad L : \text{ portée libre est égale à 430 cm.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures tendues.}$$

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$4. \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$5. \quad \frac{h}{L} = 0.046 < \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{26.92}{10 \times 31.67} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$6. \quad \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5,2)**

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_p^s) = q_v^s = 12.555 \text{ KN/m}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx} : \text{Moment statique de la section homogène.}$$

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 18 = 22076.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 20) + 15 \times 7.69 = 2115.35 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22076.3}{2115.35} = 10.43 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10.43 = 9.57 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10.43^3 + 9.57^3) + 15 \times 7.69 (9.57 - 2)^2 = 73646.58 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_{max} \cdot l^4}{10E_v \cdot I_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.555 \times 10^3 \times 4.30^4}{10^6 \times 10818,86 \times 73646.58 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86$$

$$f_v = 0.7 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.86 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4. La poutre palière

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.35 m.

Dans notre cas on va étudier deux poutres palières (poutre palière pour l'escalier du RDC et SS1 et SS2 et une pour les étages courants)

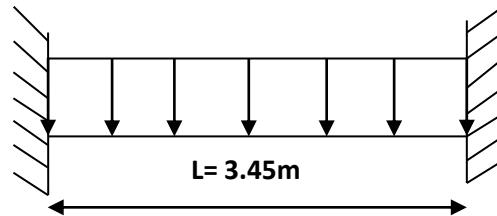


Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière.

❖ Poutre palière RDC :

III.4.1. Pré dimensionnement :

a. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23 \leq h \leq 34.5$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **$h \geq 35\text{cm}$**

On opte pour **$h = 35\text{cm}$**

b. La largeur :

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **$b \geq 25\text{cm}$**

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

On opte pour **$b=25\text{cm}$**

Donc la poutre aura pour dimension (25x35)

➤ Vérification des conditions du RPA :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.4 < 4$$

Condition vérifiée

III.4.2. Charges revenant à la poutre :Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$ Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 1.3 \times 2.71 = 3.523 \text{ KN/ml}$ La réaction du palier a l'ELU : $R_u = 45.63 \text{ KN}$ La réaction du palier a l'ELS : $R_s = 36.67 \text{ KN}$ **III.4.3. Combinaison de charge :**

A l'ELU: $q_u = 1,35G + R_u = 1,35(2.19 + 3.523) + 45.63 = 53.34 \text{ KN/ml}$.
 $q_u = 53.34 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = (2.19 + 3.523) + 45.63 = 52.604 \text{ KN/ml}$.
 $q_s = 51.343 \text{ KN/ml}$

III.4.4. Calcul à l'ELU :

➤ Calcul des efforts interne :

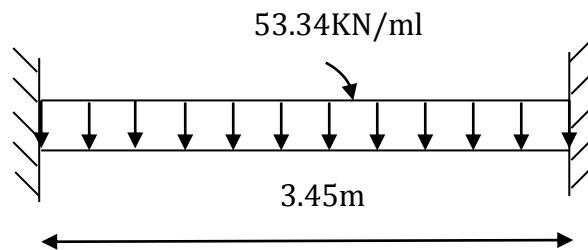


Schéma statique de la poutre palière

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{53.34 \times 3.45^2}{8} = 79.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 79.36 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{53.34 \times 3.45}{2} = 92.01 \text{ KN}$$

$T_u = 92.01 \text{ KN}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 79.36 = -23.8 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 79.36 = 67.45 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts interne :

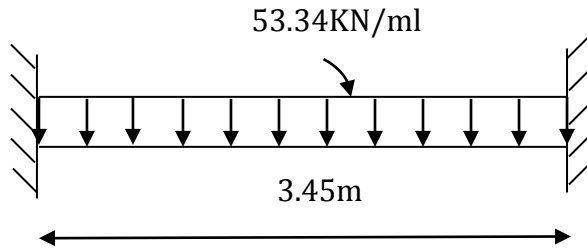


Schéma statique de la poutre palière

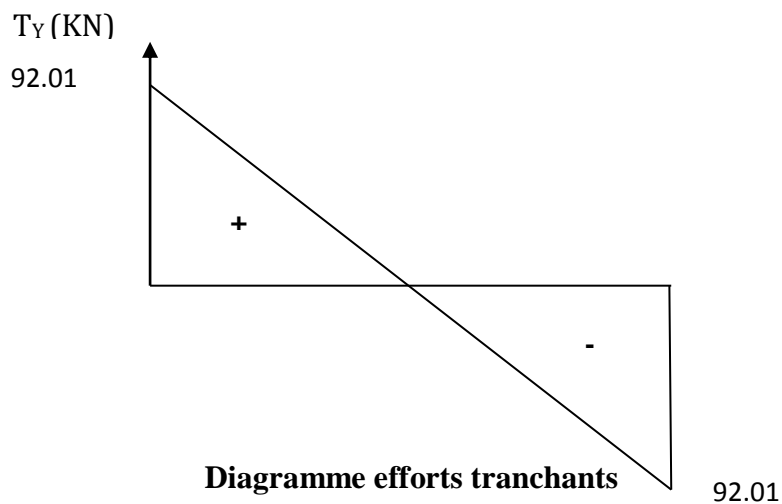
$$R_A + R_B = 53.34 \times 3.45 = 184.023 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$3.45R_B = 53.34 \times 3.45^2/2$$

$R_B = 92.01 \text{ KN}$

$R_A = 92.01 \text{ KN}$



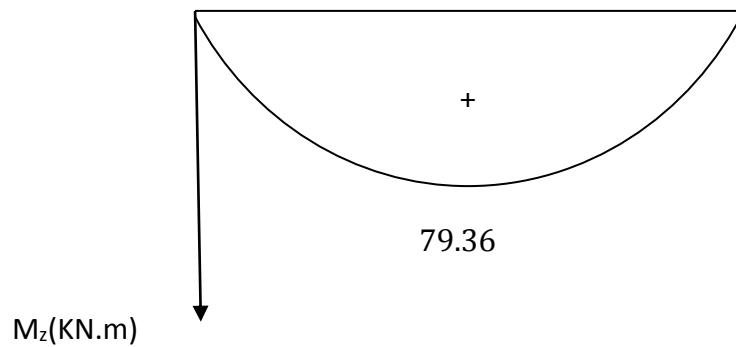


Diagramme moment fléchissant

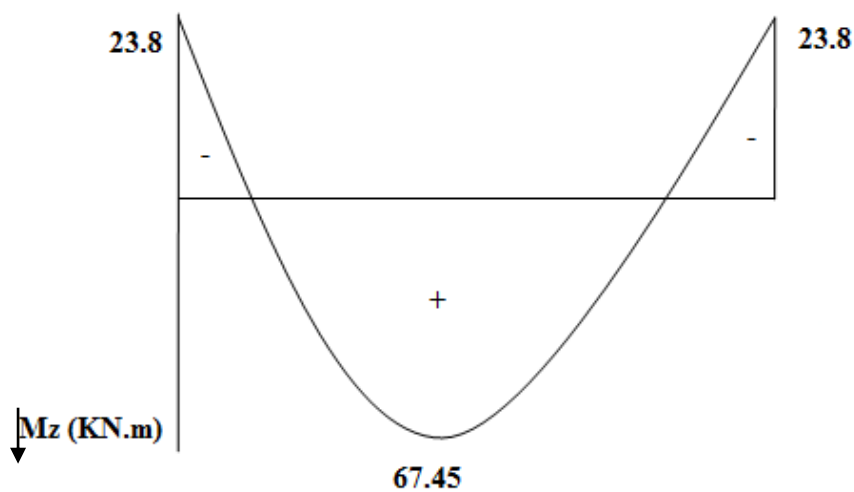


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

III.4.5 Calcul des armatures

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{67.45 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.174$$

0.174 < 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.904$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{67.45 \times 10^2}{0.904 \times 33 \times 34.8} = 6.5 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6.5 \text{ cm}^2$ On opte pour :

3HA14+ 2HA12 (chap) = 6.88 cm²

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 23.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{23.8 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.062$$

0.062 < 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.968$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{23.8 \times 10^2}{0.968 \times 33 \times 34.8} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.14 \text{ cm}^2$ On opte pour **3HA14 = 4.62 cm²**

III.4.6. Vérifications à effectuer à l'ELU:

a. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_{st} = 6.88 \text{ cm}^2 > 0,84\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0,84\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \end{array} \right. \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 92.01\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{92.01 \times 10^3}{330 \times 250} = 1.12\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1.12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa}$$

Condition vérifié.

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- **Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 92.01 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 250} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

- Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

On doit vérifier

$$A_{st} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{92.01 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- d. Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{92.01 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 219.8} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- e. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

Pour HA14

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

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

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$L = 0,4L_s$.

Pour HA14 $L = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

f. Calcul des armatures transversales :

a. Diamètre armature transversales : (Art A.7.2/BAEL 91)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; 14; \frac{250}{10} \right\} = \min \{10; 14; 25\} = 8 \text{ mm} \quad \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversale :

$$A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

b. Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1.22/BAEL91) :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{29,7; 40 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$$

c. Exigences du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.2/RPA2003)

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right\} = \min \{8,75; 16,8; 30\} = 8,75 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 8 \text{ cm}$

✓ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

III.4.7 Vérification à L'ELS :

a. Calcul les efforts interne

$$q_s = 51.343 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{51.343 \times 3.45^2}{8} = 76.39 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 76.39 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \quad T_u = R_A = R_B = \frac{51.343 \times 3.45}{2} = 88.57 \text{ KN}$$

$$T_u = 88.57 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 76.39 = -22.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 76.39 = 64.93 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne :

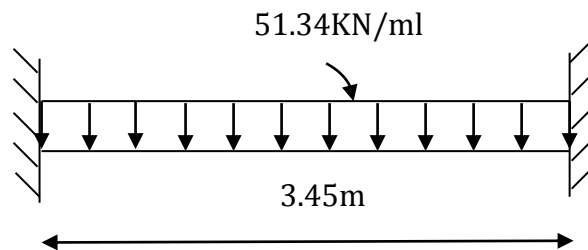
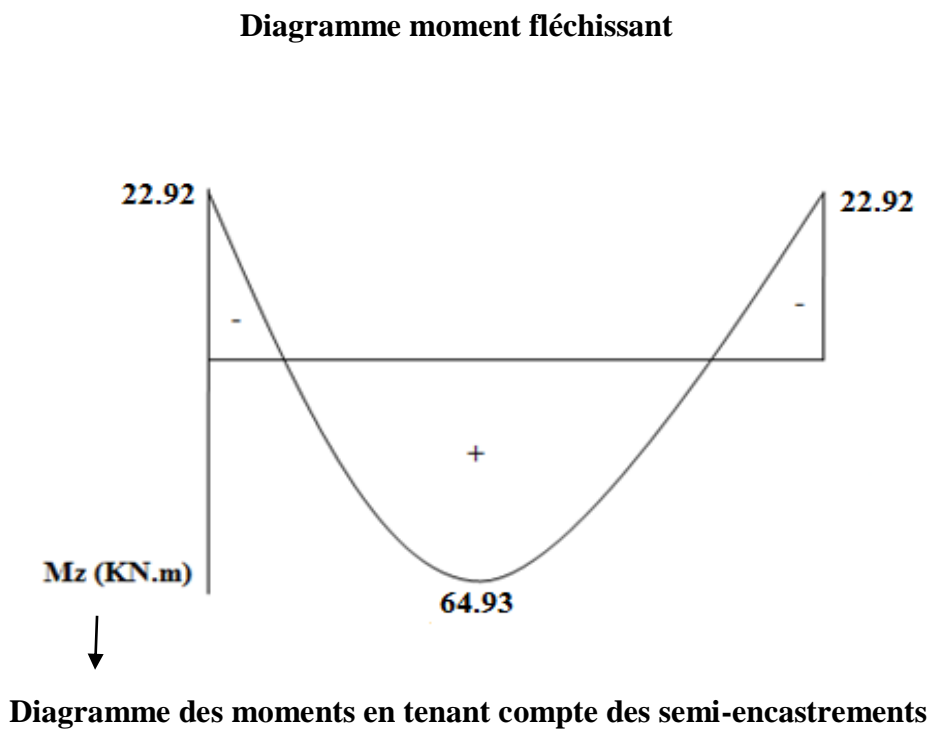
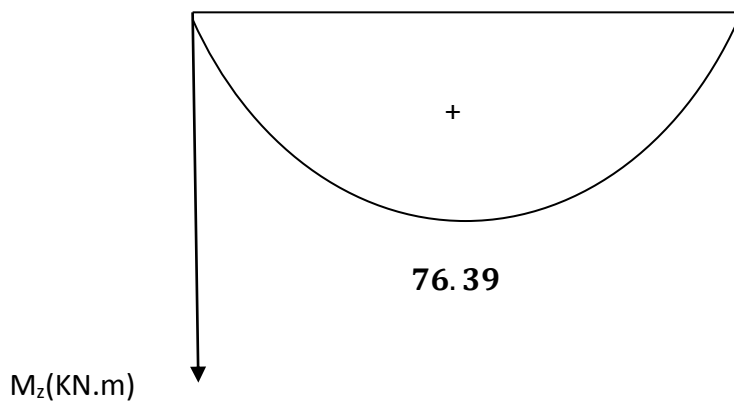
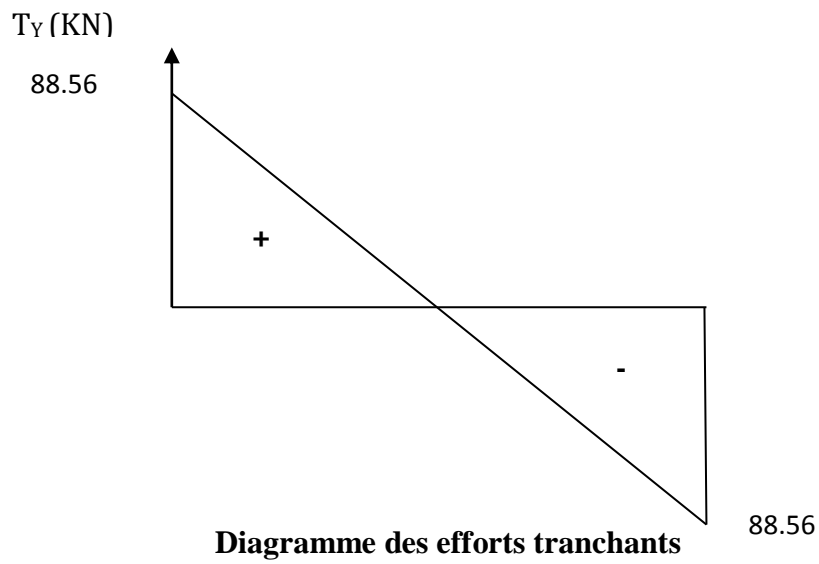


Schéma statique de la poutre palière



b. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

➤ En travée:

$$M_t = 64.93 \text{ KN.m} \quad A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6.88}{25 \times 33} = 0.834 \rightarrow \beta = 0.870 \rightarrow K = 23.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{64.93 \times 10^6}{0.870 \times 330 \times 6.88 \times 10^2} = 328.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 328.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 328.71 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Aux appuis:

$$M_a = 22.92 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56 \rightarrow \beta = 0.8884 \rightarrow K = 29.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{22.92 \times 10^6}{0.8884 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 169.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 169.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 169.22 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{328.71}{23.46} = 14.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{169.22}{29.82} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=35cm

L=3.35 m

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

a. Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{35}{345} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{35}{345} = 0.101 > \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{64.93}{10 \times 76.39} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.88}{25 \times 33} = 0.0083 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

- **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armature longitudinales

- **en travée** 3HA14+ 2HA12 (chap)
- **aux appuis** 3HA14

Armature transversales

1cadre et un étrier en HA8.

❖ **Poutre palière étage courant et sous-sols 1&2 :**

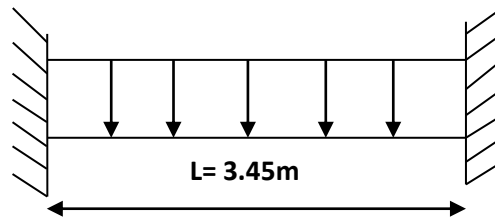


Figure III.30 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1. Pré dimensionnement :**1. Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23 \leq h \leq 34.5$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **h ≥ 30cm**

On opte pour **h = 30cm**

2. La largeur :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **b ≥ 20cm**

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

On opte pour $b=20\text{cm}$

Donc la poutre aura pour dimension (20x30)

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée

$b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ Condition vérifiée

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.2 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 1.30 \times 2.66 = 3.458 \text{ KN/ml}$

La réaction du palier a l'ELU : $R_u = 24.25 \text{ KN}$

La réaction du palier a l'ELS : $R_s = 17.48 \text{ KN}$

III.3. Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times (1.5 + 3.458) + 24.25 = 30.94 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 30.94 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = (1.5 + 3.458) + 17.48 = 22.43 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 22.43 \text{ KN/ml}$$

III.4.3 Calcul à L'ELU :

1. **Calcul les efforts interne :**

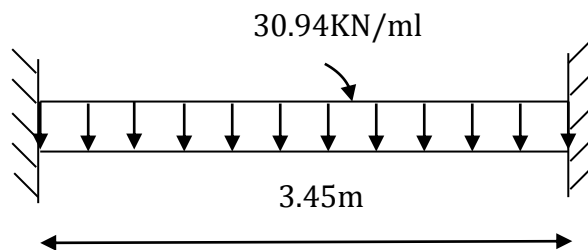


Schéma statique de la poutre palière

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{30.94 \times 3.45^2}{8} = 46.03 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 46.03 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{30.94 \times 3.45}{2} = 53.37 \text{ KN}$$

$$T_u = 53.37 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 46.03 = -13.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 46.03 = 39.13 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

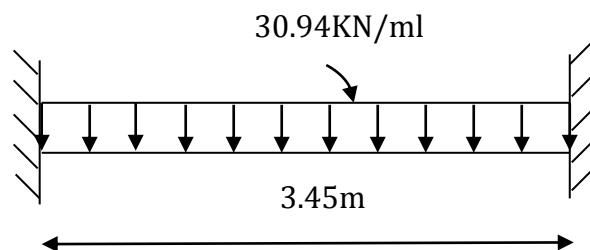


Schéma statique de la poutre palière

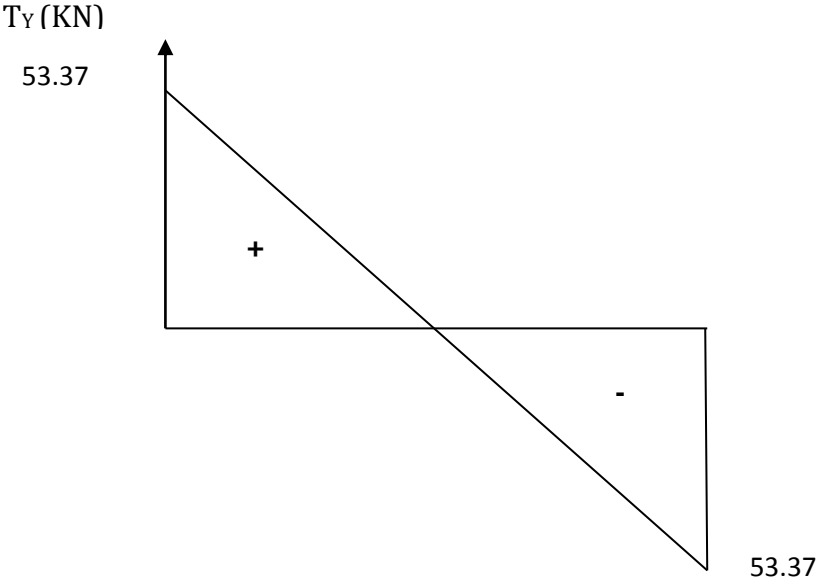


Diagramme efforts tranchants

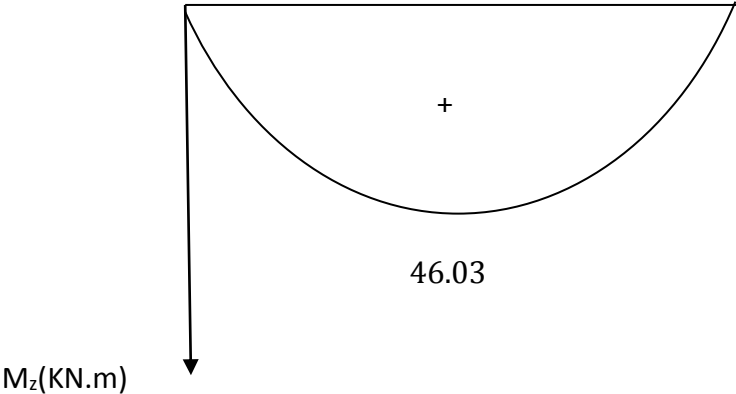


Diagramme moment fléchissant

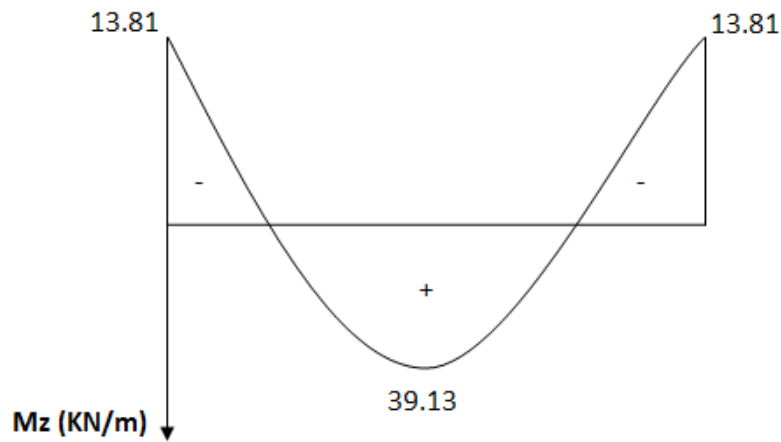


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

III.4.5. Calcul des armatures :

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{39.13 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.175$$

$0.175 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.903$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{39.13 \times 10^2}{0.903 \times 28 \times 34.8} = 4.44 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.44 \text{ cm}^2$ on opte pour :

3 HA14 = 4.62 cm²

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{13.81 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.062$$

$0.062 < 0.392 \implies$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.968$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{13.81 \times 10^2}{0.968 \times 28 \times 34.8} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.46 \text{ cm}^2$ On opte pour 3HA14 = 4.62 cm^2

III.4.6. Vérifications à effectuer à l'ELU:

a. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.67 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ Aux appuis :

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.67 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \end{cases} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 53.37 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{53.37 \times 10^3}{280 \times 200} = 0.95 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifié.

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

a. Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \cdot b} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 53.37 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 200} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.11 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

On doit vérifier

$$A_{st} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{53.37 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53.37 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

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

Pour HA12

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

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

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

$$\text{Pour HA14 } L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

f. Calcul des armatures transversales :

a. Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 14; \frac{200}{10} \right\} = \min \{8.57; 14; 20\} = 8 \text{ mm soit: } \varnothing = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversales :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{25.2; 40 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$$

c. Exigences du RPA pour les aciers transversaux:(Art 7.5.2.2/RPA2003)

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = \min \{7.5; 14.4; 30\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 8 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

III.4.7.Vérification à L'ELS :

a. **Calcul les efforts interne**

$$q_s = 22.43 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$**

$$M_0 = \frac{22.43 \times 3.45^2}{8} = 33.37 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 33.37 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{22.43 \times 3.45}{2} = 38.69 \text{ KN}$$

$$T_u = 38.69 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 33.37 = -10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 33.37 = 28.36 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts interne :

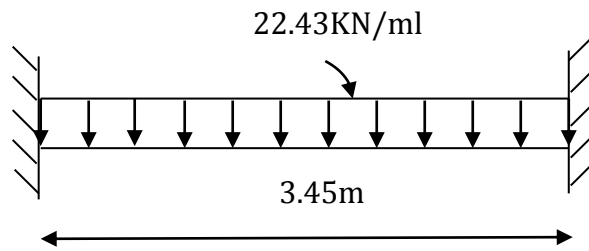


Schéma statique de la poutre palière.

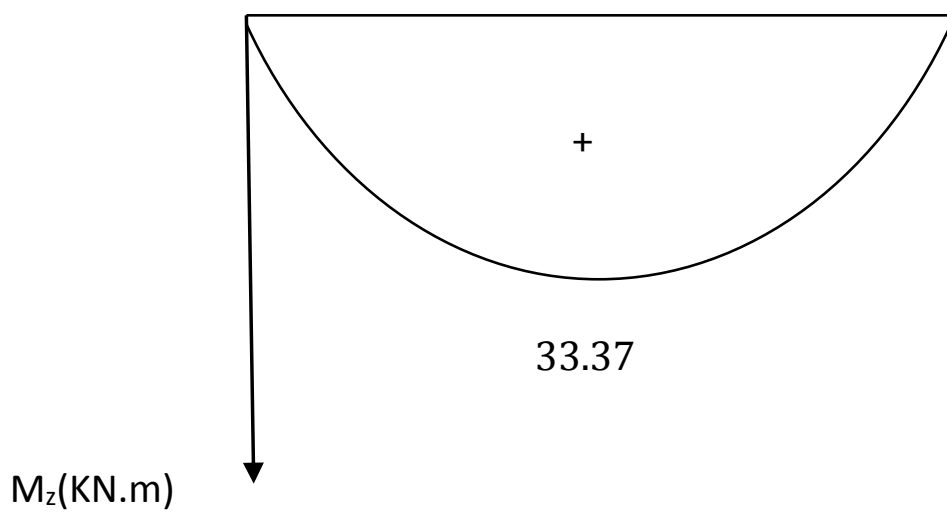
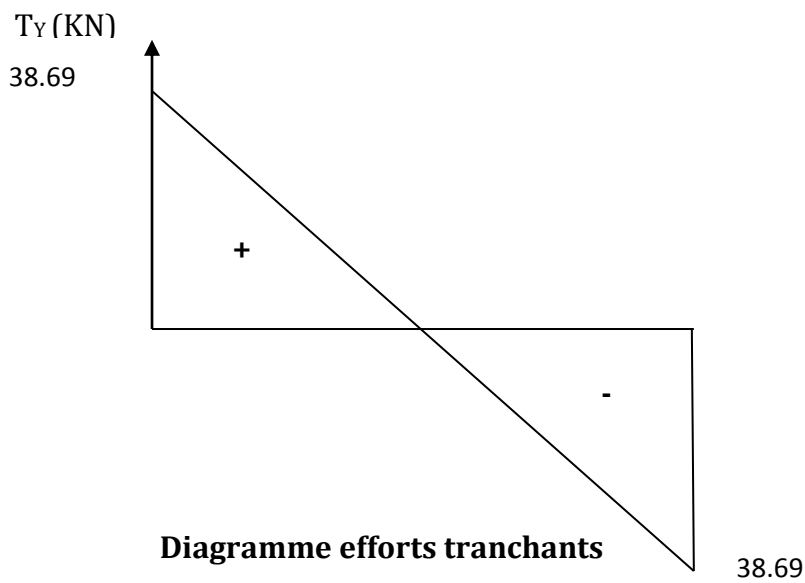


Diagramme moment fléchissant

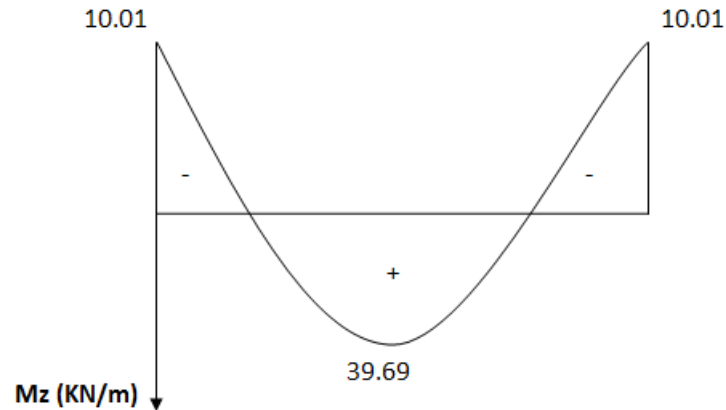


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

d. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

➤ En travée :

$$M_t = 28.36 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \rightarrow \beta = 0.870 \rightarrow K = 23.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{28.36 \times 10^6}{0.870 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 252 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 252 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 252 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ En appuis :

$$M_a = 10.01 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \rightarrow \beta = 0.870 \rightarrow K = 23.46$$

$$\rho \sigma_{st} = \frac{10.01 \times 10^6}{0.870 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 88.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 88.94 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 88.94 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

b. Vérification des contraintes dans le béton :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{252}{23.46} = 10.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.74 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{88.94}{23.46} = 3.79 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.79 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=30cm

L=3.45 m

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

g. Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{345} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{345} = 0.086 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.36}{10 \times 33.37} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.00825 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

h. Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

• Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armature longitudinales

➤ en travée 3HA14

➤ Aux appuis 3HA14

Armature transversals

1cadre et un étrier en HA8

III.5 . la poutre de chainage :

Introduction:

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.5.1 .Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

• La hauteur h_t :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Sachant que: $L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{355}{15} = 23.67 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{L}{10} = \frac{355}{10} = 35.5 \text{ cm}$$

Ce qui donne $23.67 \leq h_t \leq 35.5$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$.

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24.5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 25 \text{ cm}$.

III.5.2 .Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1)[3]:

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

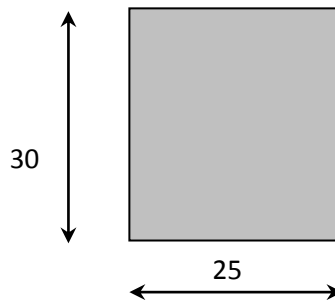


Fig. III.31 : Dimensions de la poutre chaînage

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (25x 30) cm

III.5.3 . Evaluation des charges et surcharges :

➤ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN / ml}$.
- Poids propre du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = (3.06 - 0.3) \times 2.36 = 6.514 \text{ KN / ml}$.
- Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5.38 \times \frac{0.65}{2} = 1.748 \text{ KN / ml}$.

$$G_t = 10.14 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487$$

III.5.4. Combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1,3 G + 1,5Q = 1,35 \times 10,14 + 1,5 \times 0,487 = 14,42 \text{ KN/ml}$.
- **ELS :** $q_s = G + Q = 10,14 + 0,487 = 10,627 \text{ KN/ml}$.

III.5.5. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée

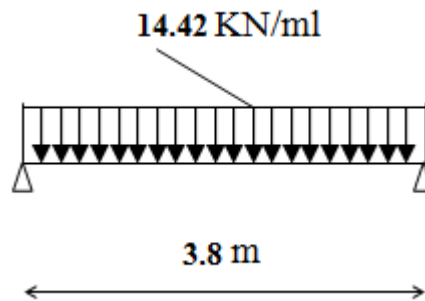


Fig. III.31: Schéma statique de calcul à l'ELU.

III.5.6. calcul des efforts internes :

- **ELU :**
 - **Moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{14,42 \times 3,8^2}{8} = 26,03 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 26,03 = 22,125 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 26,03 = -7,81 \text{ KN.m}$$

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q l}{2} = \frac{14,42 \times 3,8}{2} = 27,40 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants :**

$$T(x) = -14,42x + 27,40 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = 27,40 \text{ KN.} \\ x = 3,8 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = -27,40 \text{ KN.} \end{cases}$$

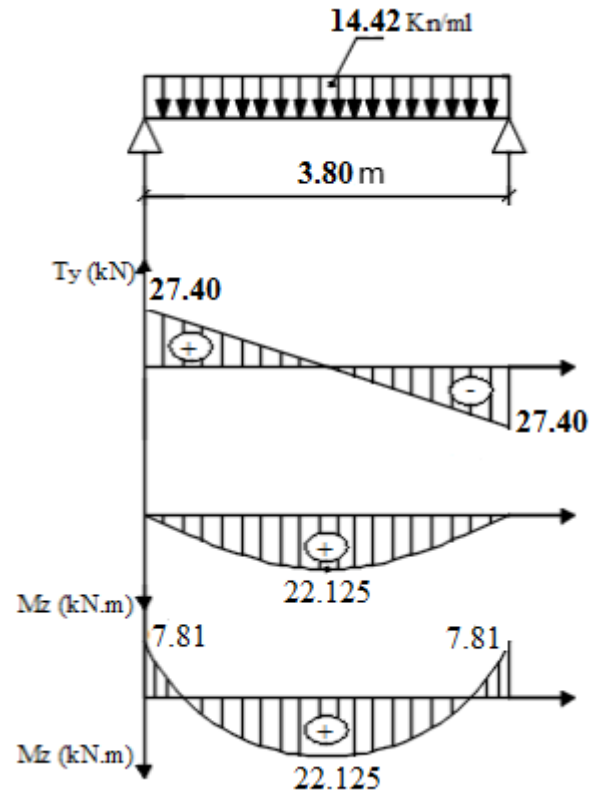


Fig. III.33: Diagramme des efforts internes à L'ELU

a)-Calcul des armatures longitudinales :

b = 25 cm. c = 30 cm, d = 27 cm.

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.125 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,086$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

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

$$\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{22.125 \times 10^3}{0,955 \times 27 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39 cm²

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.81 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,9985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7.81 \times 10^3}{0,9985 \times 27 \times 348} = 1,832 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3.39cm²

III.5.7.Vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)[1] :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211)[1] :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27.40}{0,25 \times 0,27} = 405.92 \text{ KN / m}^2 = 0,405 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) [1] :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 27.40 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 405 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) [1] :

$$A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(27.40 + \frac{-7.81}{0,9 \times 27} \right) = 0.077 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d. Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)[1] :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{27.40 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0,997 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0,997 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

e. Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 221) [1] :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 15 \text{ cm}$

f. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) [1]:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0.857; \frac{25}{10} = 2.5; 1.2 \right\} = 0.857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 2HA8=2,01cm²

• Espacement d'un cadre : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 22)[1] :

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = \min(24.3; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 20\text{cm}$

- **Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) [1] :**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60\text{MPa} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)[3] :**

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

- ✓ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 14,4)$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

- ✓ **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales (RPA version 2003(Art7.5.2.2) [3] :**

$$A_t \geq A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8. Vérification à l'ELS :

1. Calcul des efforts :

$$Q_s = 10,627 \text{ KN/m}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,627 \times \frac{3,8}{2} = 20,19 \text{ N}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,627 \times \frac{3,8^2}{8} = 19,18 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 19,18 = -5,754 \text{ KN.m}$$

- **En travées:**

$$M_t = 0,85 \times 19,18 = 16,303 \text{ KN.m}$$

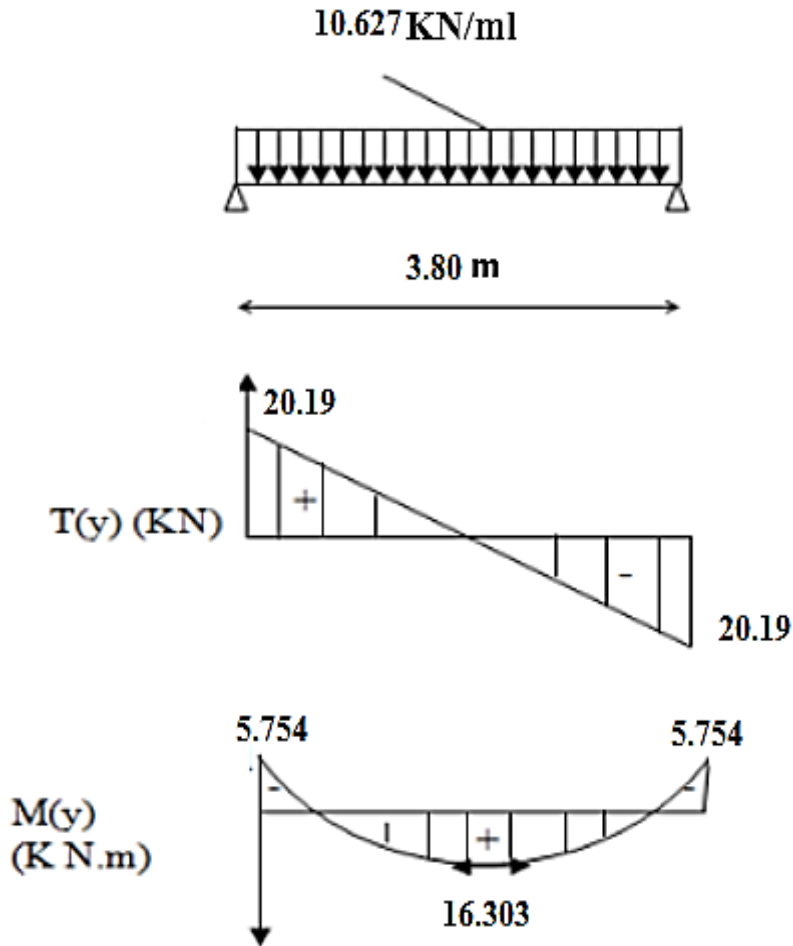


Fig. III.34: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

2. vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 / Art. A.4.5, 2) [1]

On doit avoir $\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

➤ Aux appuis :

$M_a = -5.754\text{KN.m}$ et $A_a = 3.39\text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0,506$$

$\Rightarrow \beta_1 = 0,893$

$\Rightarrow k = 31.73$

$$\sigma_s = \frac{Ms_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.754 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3.39} = 70.4\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{70.4}{31.73} = 2.22\text{Mpa} < 15\text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

➤ **En travée :**

$$M_t = 16.303 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,893$$

$$\Rightarrow k = 31.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16.303 \times 10^3}{0,893 \times 270 \times 339} = 199.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199.45}{31.87} = 6.26 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33]

[1] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 199.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

4. Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] [1] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{380} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16.303}{10 \times 19.18} = 0,08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

En travée : 3HA12

Aux appuis : 3HA12

A. Choix la méthode de calcul :

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.

IV.1. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 29.24 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

• Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

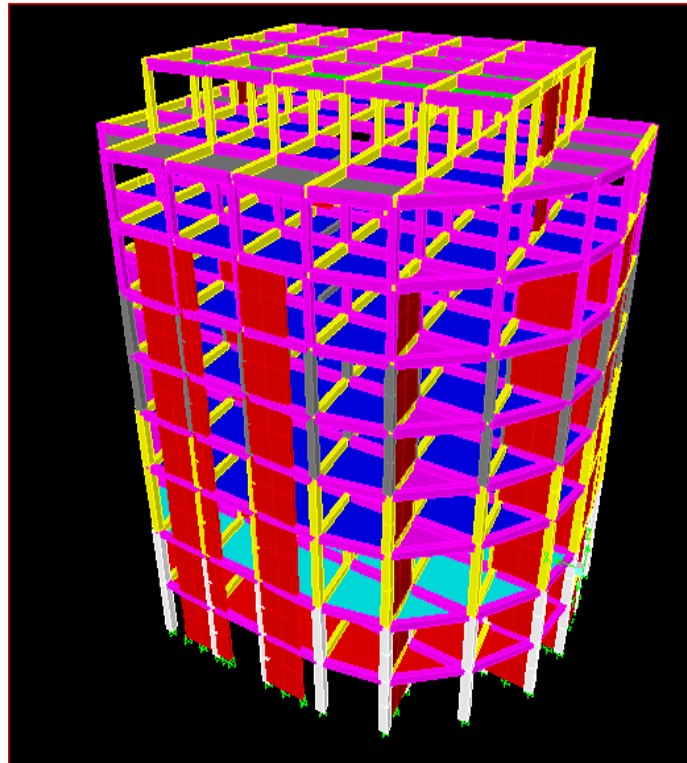
IV.2. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

➤ Modélisation de la structure

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version **9.6.0**. En considérant : 9 niveaux (2 sous-sols + RDC + 5 étages courants + comble) encadrée à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments **non structuraux** sont introduits **comme charges** (acrotère ...).



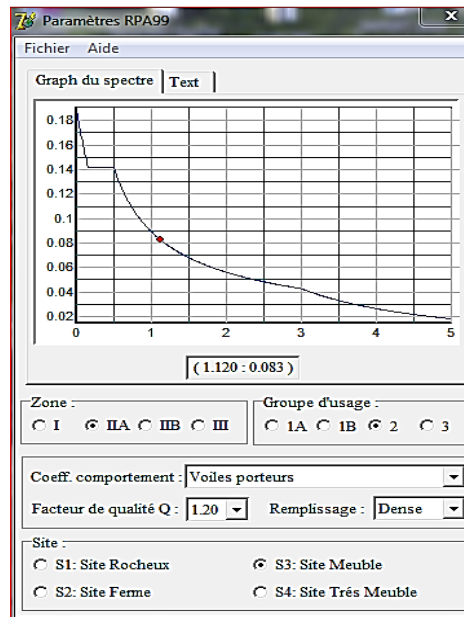
Vue en 3D de la structure

IV.3. Etapes de modélisation

Les différentes étapes de modélisation sont :

- a) Introduction de la géométrie du modèle.
- b) Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX, EY et E45**.
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

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 (**Sa/g**) ou (L'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donné pour des valeurs successives de période T.



Interface d'introduction du spectre

- f) Définition des charges statiques (G, Q).
- g) Définition de la charge sismique E.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $G + Q$ (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- i) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
 - Les poteaux sont supposés encastés dans les fondations.
 - Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit 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'équation à résoudre par le logiciel.
 - La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse –source**)
- j) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

B.Vérification des exigences du RPA

IV. Introduction :

Le **RPA** exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V et ce, pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV.1. vérification de la période :

IV.1.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4.RPA99/mod 2003) :

La valeur de la 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 selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Dans cette étude :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 32.64 \text{ m}$$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 29.24^{3/4} = 0.628 \text{ s}$$

$$T = \mathbf{0.628 \text{ s}}$$

Mode	Période	Mode	Période
1	0.759851	7	0.135336
2	0.569317	8	0.109504
3	0.548932	9	0.085261
4	0.240148	10	0.081103
5	0.189464	11	0.06884
6	0.163681	12	0.057728

Tableau IV.1.des périodes (calculées avec logiciel).

$$T_{etabs} = 0.75 < 1.3T = 0.817 \text{ s}$$

Condition vérifiée.

IV.1.2.Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.759851	0.3995	72.2978	0.0000	0.3995	72.2978	0.0000
2	0.569317	54.1036	0.5116	0.0000	54.5031	72.8094	0.0000
3	0.548932	14.1466	0.0002	0.0000	68.6497	72.8096	0.0000
4	0.240148	0.0183	11.3968	0.0000	68.6680	84.2064	0.0000
5	0.189464	5.3524	0.0330	0.0000	74.0205	84.2394	0.0000
6	0.163681	5.8802	0.0369	0.0000	79.9007	84.2763	0.0000
7	0.135336	0.0675	5.6855	0.0000	79.9682	89.9618	0.0000
8	0.109504	6.2377	0.0639	0.0000	86.2058	90.0257	0.0000
9	0.085261	2.3142	0.3001	0.0000	88.5200	90.3258	0.0000
10	0.081103	0.0016	4.3170	0.0000	88.5217	94.6428	0.0000
11	0.068840	2.5254	0.2398	0.0000	91.0470	94.8827	0.0000
12	0.057728	0.2228	1.7602	0.0000	91.2699	96.6428	0.0000

La somme des masses dans le 11^{ème} modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV.1.3.vérification de la torsion :

- Mode -1 : $U_Y = 72.2978\%$ —————> translation, condition vérifier
- Mode-2 : $U_X = 54.1036\%$ —————> translation, condition vérifier

RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
98.8243	0.5623	0.0468	98.8243	0.5623	0.0468
0.6291	78.5060	14.5528	99.4535	79.0683	14.5996
0.0086	19.4463	56.9974	99.4621	98.5146	71.5971
0.1334	0.0010	0.0227	99.5955	98.5157	71.6197
0.0000	0.4173	3.8744	99.5955	98.9329	75.4941
0.0001	0.4297	7.8740	99.5956	99.3626	83.3681
0.2304	0.0023	0.3074	99.8260	99.3649	83.6755
0.0008	0.2866	2.5181	99.8268	99.6515	86.1936
0.0063	0.1161	3.7267	99.8330	99.7676	89.9203
0.1070	0.0002	0.3549	99.9400	99.7677	90.2753
0.0045	0.0907	0.3730	99.9445	99.8584	90.6483
0.0287	0.0064	0.0167	99.9732	99.8648	90.6650

Tableau IV.2 : le pourcentage de rotation selon z –z

- Mode-3 : $R_Z = 56.9974 \%$ —————> rotation, condition vérifier

IV.2.Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (**Art 4.2.7.RPA99/2003**).

$$e_x = XCM - XCR \leq 5\%L_x$$

$$e_y = YCM - YCR \leq 5\%L_y$$

Avec: CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Story	XCM	XCR	EX	0.05LX	Condition
SS2	13.732	13.276	0.456	1.35	Vérifier
SS1	13.718	13.161	0.557	1.35	Vérifier
RDC	13.729	13.314	0.415	1.35	Vérifier
1 ^{er} étage	13.765	13.493	0.272	1.35	Vérifier
2 ^{eme} étage	13.745	13.677	0.068	1.35	Vérifier
3 ^{eme} étage	13.743	13.852	-0.109	1.35	Vérifier
4 ^{eme} étage	13.768	14.008	-0.24	1.35	Vérifier
5 ^{eme} étage	13.774	14	-0.226	1.35	Vérifier
Terrasse	13.247	14.056	-0.809	1.35	Vérifier

Tableau IV.3: l'excentricité selon x-x

Suivant le sens y-y: On doit vérifier que :

Story	YCM	YCR	EY	0.05LY	Condition
SS2	8.062	7.899	0.163	0.878	Vérifier
SS1	8.063	7.799	0.264	0.878	Vérifier
RDC	8.063	7.815	0.248	0.878	Vérifier
1 ^{er} étage	8.056	7.875	0.181	0.878	Vérifier
2 ^{eme} étage	8.068	7.944	0.124	0.878	Vérifier
3 ^{eme} étage	8.07	8.003	0.067	0.878	Vérifier
4 ^{eme} étage	7.984	8.022	-0.038	0.878	Vérifier
5 ^{eme} étage	7.853	7.863	-0.01	0.878	Vérifier
terrasse	6.786	6.814	-0.028	0.878	Vérifier

Tableau IV.4: l'excentricité selon y-y

IV.3. Justification de la l'interaction « portiques-voiles » :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. (R coefficient de comportement)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Chapitre IV : Modélisation de La Structure Et Vérification Des Exigences du RPA

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	29.0896	0
End Point	-1.0276	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.031	18.5966	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4852.4751	446.3012	1.827E-07	0.	0.	0.
Moment	8683.1861	97828.273	56502.942	0.	0.	0.

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	29.0896	0
End Point	-1.0276	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.031	18.5966	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4081.8851	309.4888	685.7244	0.	0.	0.
Moment	9772.2079	44466.924	47519.055	0.	0.	0.

Close Refresh

Chapitre IV : Modélisation de La Structure Et Vérification Des Exigences du RPA

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles
De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELS" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

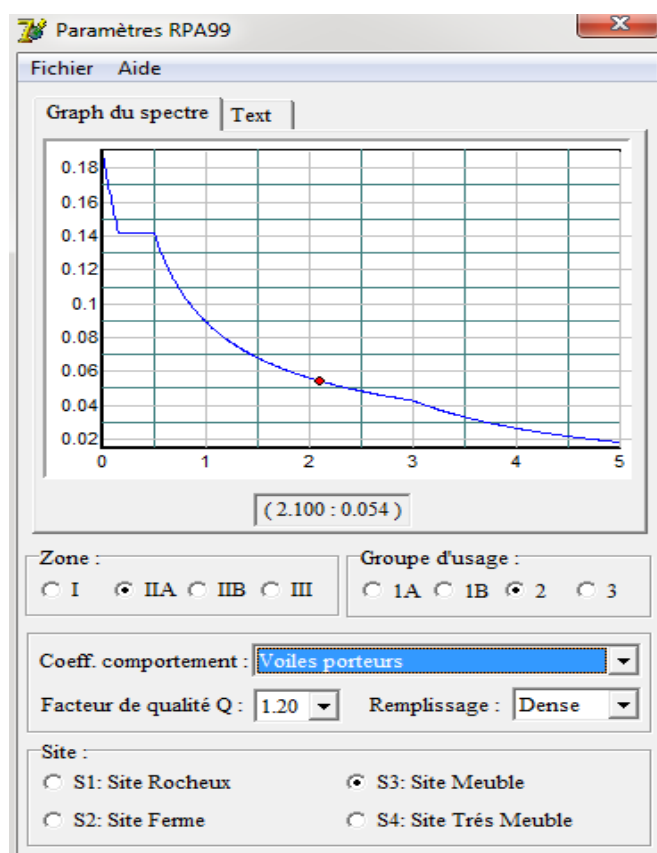
- **Récapitulatif des résultats :**

Unités	Force reprise par les voiles et poteaux		Force reprise par les voiles uniquement	
	[KN]	[%]	[KN]	[%]
ELS	47837.3	100	16447.549	34.38
Sens EX	4852.4751	100	4081.8851	84.12
Sens EY	4268.9287	100	2914.7906	76

Tableau IV.5 : Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



IV.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mod 2003) :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

B_c : section du poteau considéré.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Etage considère	N_d(KN)	B_c(m²)	f_{c28}(KN/m²)	N	condition
Du S-sol2 au SS1	1856	0.25	25000	0.29	Vérifier
Du RDC au 1 ^{er} étage	1283.32	0.2025	25000	0.25	Vérifier
Du 2 ^{eme} au 3 ^{eme} étage	763.31	0.16	25000	0.19	Vérifier
Du 4 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	422.52	0.1225	25000	0.13	Vérifier
Terrasse	165	0.09	25000	0.07	Vérifier

Tableau IV-6 : Résumé de calcul de du paramètre v

IV.6. Déplacement maximal :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

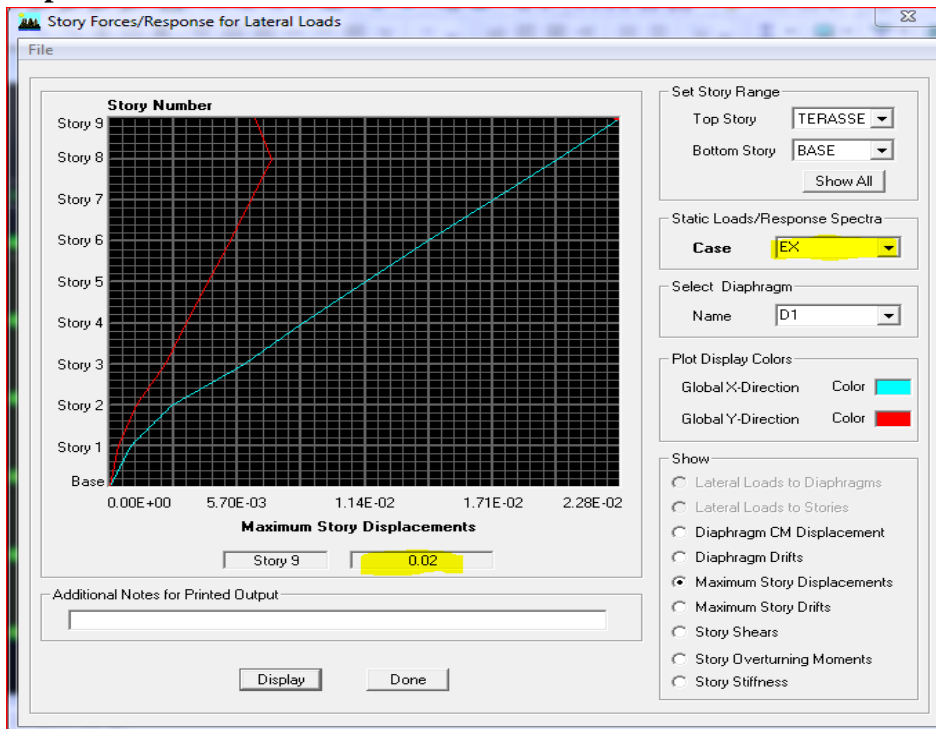
Avec :

H_t: la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

- Déplacement maximal dans le sens x-x

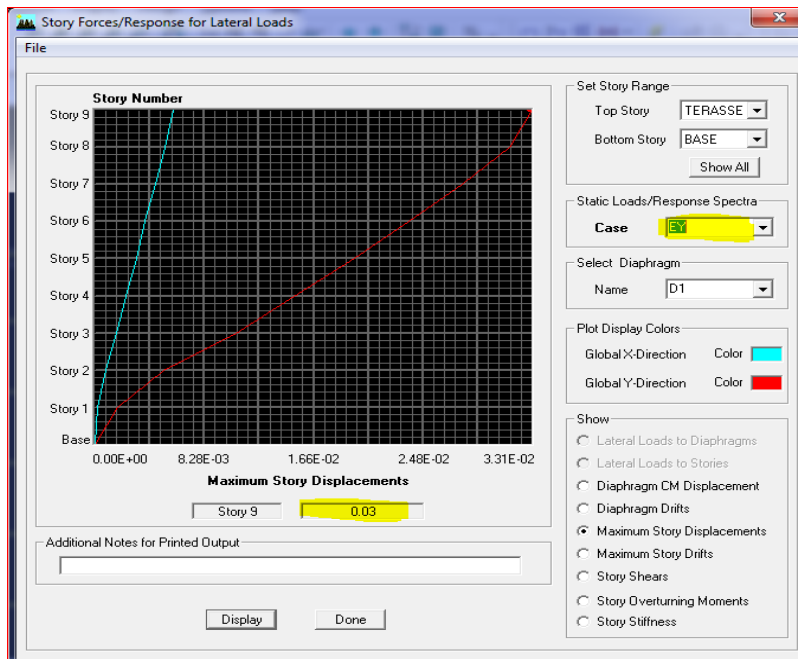


$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{29.24}{500} = 0,058 \text{ m}$$

Condition vérifiée

Suivant E_Y :

Déplacement maximal dans le sens y-y



$$\delta_{max} = 0.03 \leq f = \frac{29.24}{500} = 0.058 \text{ m}$$

Condition vérifiée

IV.6. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

$$\delta_{kx} = \delta_{ek}^x \times R$$

$$\delta_{ky} = \delta_{ek}^y \times R$$

Δ_x^k , Δ_y^k : Déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

δ_{kx} , δ_{ky} : Déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Les étages	δ_{ek}^x	R	Δ_{kx}	Δ_x^k	0.01 h_e	condition
TERRASSE	0.0212	3.5	0.0742	0.0105	0.0306	Vérifier
5 ^{ème} étage	0.0182	3.5	0.0637	0.0098	0.0306	Vérifier
4 ^{ème} étage	0.0154	3.5	0.0539	0.0091	0.0306	Vérifier
3 ^{ème} étage	0.0128	3.5	0.0448	0.00875	0.0306	Vérifier
2 ^{ème} étage	0.0103	3.5	0.03605	0.0091	0.0306	Vérifier
1 ^{er} étage	0.0077	3.5	0.02695	0.0084	0.0306	Vérifier
RDC	0.0053	3.5	0.01855	0.0098	0.0408	Vérifier
SS1	0.0025	3.5	0.00875	0.00595	0.034	Vérifier
SS2	0.0008	3.5	0.0028	0.0028	0.034	Vérifier

Tableau IV-7 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x.

Les étages	δ_{ek}^y	R	Δ_{ky}	Δ_y^k	0.01he	Condition
TERRASSE	0.0295	3.5	0.10325	0.0105	0.0306	Vérifier
5 ^{eme} étage	0.0265	3.5	0.09275	0.01015	0.0306	Vérifier
4 ^{eme} étage	0.0236	3.5	0.0826	0.01155	0.0306	Vérifier
3 ^{eme} étage	0.0203	3.5	0.07105	0.01225	0.0306	Vérifier
2 ^{eme} étage	0.0168	3.5	0.0588	0.01295	0.0306	Vérifier
1 ^{er} étage	0.0131	3.5	0.04585	0.01295	0.0306	Vérifier
RDC	0.0094	3.5	0.0329	0.0168	0.0408	Vérifier
SS1	0.0046	3.5	0.0161	0.01085	0.034	Vérifier
SS2	0.0015	3.5	0.00525	0.00525	0.034	Vérifier

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

IV.8. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2^o ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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 de chaque étage $w_I = w_{GI} + \beta w_{QI}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Les étages	P_k	Δ_x^k	Δ_y^k	V_x	V_y	h_e	θ_{kx}	θ_{ky}	Condition
TERRASSE	2585.13	0.0105	0.0105	737.37	660.54	3.06	0.01202998	0.01342923	Vérifiée
5 ^{eme} étage	6726.95	0.0098	0.01015	1613	1377.17	3.06	0.01335637	0.01620225	Vérifiée
4 ^{eme} étage	11368.8	0.0091	0.01155	2410.67	2033.45	3.06	0.0140248	0.02110288	Vérifiée
3 ^{eme} étage	16136.87	0.00875	0.01225	3137.98	2632.64	3.06	0.01470469	0.02453819	Vérifiée
2 ^{eme} étage	20904.93	0.0091	0.01295	3727	3144.32	3.06	0.01668051	0.02813652	Vérifiée
1 ^{ere} étage	25822.87	0.0084	0.01295	4187.77	3577.66	3.06	0.01692698	0.03054596	Vérifiée
RDC	31204.97	0.0098	0.0168	4556.83	3937.12	4.08	0.01644852	0.0326358	Vérifiée
SS1	36615.9	0.00595	0.01085	4773.02	4162.87	3.4	0.01342501	0.02806905	Vérifiée
SS2	42026.84	0.0028	0.00525	4852.61	4269.46	3.4	0.00713231	0.01519967	Vérifiée

Tableau IV-9 : Résumé de calcul de l'effet P- Δ .

IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :

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.

La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$0.8V_{RPA} < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

(Article 4.2.3 du RPA)

➤ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	Zone			
	I	Ii	II	I
1	0.1	0.2	0.	0.
1	0.1	0.	0.2	0.
2	0.	0.1	0.	0.2
3	0.0	0.	0.1	0.1

Tableau IV.10 : Récapitulatif des valeurs de A

Pour notre cas on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :

$$T_2=0,5s \leq T_{etabs}=0.75 \text{ s} \leq 3s \text{ donc : } D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.882$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 7 \%$$

$$\eta = 0.88 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre IV : Modélisation de La Structure Et Vérification Des Exigences du RPA

$$\Rightarrow D = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.683$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.20	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure W_T	42026.84	/
Facteur d'amplification D	1.683	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

Tableau IV.11 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_T

Méthode statique équivalente :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.683 \times 1.2}{3.5} \times 42026.84$$
$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.683 \times 1.2}{3.5} \times 42026.84$$

$$V_{XRPA} = 3637.60 \text{ KN} \quad 0.8V_{XRPA} = 2910.08 \text{ KN}$$
$$V_{YRPA} = 3637.60 \text{ KN} \quad 0.8V_{YRPA} = 2910.08 \text{ KN}$$

➤ **Méthode spectrale modale :**

$$V_{XETABS} = 3738.77 \text{ KN}$$
$$V_{YETABS} = 4097.93 \text{ KN}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

$$V_{XETABS} = 3738.77 \text{ KN} > 0.8V_{XRPA} = 2910.08 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$
$$V_{YETABS} = 4097.93 \text{ KN} > 0.8V_{YRPA} = 2910.08 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V.1.Ferrailage des poteaux :**Introduction**

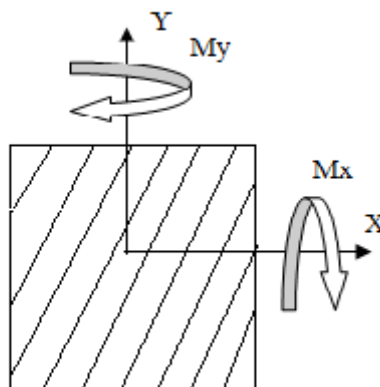
Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifiés à l'ELS pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (Nmax – Mcorr)
- Effort normal minimal et le moment correspondant (Nmin - Mcorr)
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (Mmax - Ncorr)



M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

- Combinaison de calcul
 - BEAL 91/modifiée 99

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- RPA 99/modifiée 2003

G+Q±E

0.8G±E

V.1.1. Détermination des efforts internes à L'ELU

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

V.1.2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.

Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal A _{min} =0.8%xbxh (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement A _{max} =6%xbxh	Zone courante A _{max} =4%xbxh
(50X50)	20	150	100
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49
(30X30)	7.2	54	36

Tableau V.2. : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.

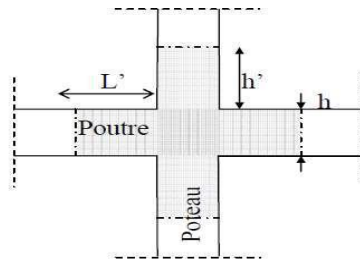
- Le diamètre minimum est de $\phi 12\text{mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 :les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure V.1 : La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow$ En zone nodal.

$S'_t \leq (15\phi_1^{\min}) \rightarrow$ En zone courante.

Avec :

ϕ_1^{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\phi_{\min})$.

V.1.3. Calcul du ferraillage :

a. L'armature longitudinale :

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).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c)bh^2f_{bc}$

Avec :

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

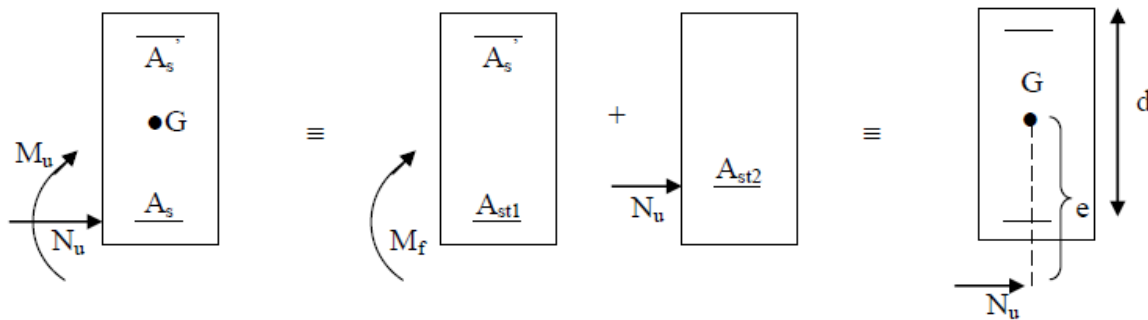
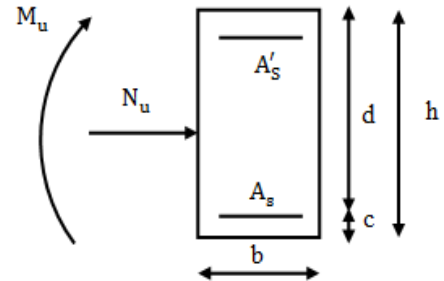


Figure V.2. : Schéma de calcul en flexion composée.

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

- ✓ Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

✓ Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. (SDA)

On calcul :

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c à d :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0.23 b h \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

➤ **Efforts normaux :**

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

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

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

V.1.4. Ferraillage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **ETABS**.

Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC> Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

ferraillage des poteaux								
Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm2)	Obs	A _{sup} (cm2)	A _{inf} (cm2)	A _{min} (cm2)
S-sol1 et s-sol2	N _{max} = -1701.18	M _{cor} = 0.903	Durable	50x50	SEC	0	0	20
	N _{min} = 650.38	M _{cor} = 15.246	Acc		SET	7.28	8.98	
	N _{cor} = 34.73	M _{max} = 136.132	Acc		SPC	0	7.85	
RDC et 1^{ere} Etage	N _{max} =-1219.06	M _{cor} =4.352	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N _{min} = 449.22	M _{cor} =48.675	Acc		SET	2.57	8.66	
	N _{cor} =-90.84	M _{max} =134.86	Acc		SPC	0	7.26	
2^{eme} et 3^{eme} Etage	N _{max} =-850.52	M _{cor} =7.789	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N _{min} =184.11	M _{cor} =45.581	Acc		SET	0	5.5	
	N _{cor} =-384.08	M _{max} =-95.04	Acc		SPC	2.26	0	
4^{eme} et 5^{eme} étage	N _{max} =-504.09	M _{cor} =9.247	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N _{min} =35.21	M _{cor} =25.113	Acc		SPC	0	2.43	
	N _{cor} =-142.28	M _{max} =-73.644	Acc		SPC	4.36	0	
Terrasse	N _{max} = -173.32	M _{cor} =-6.687	Durable	30X30	SEC	0	0	7.2
	N _{min} =13.6	M _{cor} =6.101	Acc		SET	0	0.74	
	N _{cor} = -53.9	M _{max} = -47.456	Acc		SPC	3.96	0	

Tableau V.3: Ferraillage des poteaux

Puisque les sections trouvées sont inférieures à celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec la section minimale réglementaire.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s adop} (cm ²)	Ferrailage	Vérification
50x50	20	20.35	4Ø16+8 Ø14	A _{min} < A _{s adop}
45x45	16.2	18.47	12Ø14	
40x40	12.8	13.57	12Ø12	
35x35	9.8	13.57	12Ø12	
30x30	7.2	13.57	12Ø12	

Tableau V.4 : ferrailage des poteaux

V.1.5. Vérifications à l'ELU :

➤ **Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

D'après le BAEL91 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.

$$\phi_1 = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

✓ **En zone nodal :**

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10\text{ cm}$

✓ **En zone courante :**

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15\text{ cm}$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{cm}$$

On prend : **Ls = 60 cm**

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm}$$

On prend : **Ls = 50cm**

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33\text{cm}$$

On prend : **Ls = 45 cm**

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

❖ Poteaux 50x50:

$$\text{Pour S-sol 1\&2 : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 340}{50} = 4.76 \longrightarrow 3 < 4.76 < 5$$

$$\text{Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.36 \%$$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 50 = 1,8 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 15 \times 50 = 2.7 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poteaux 45x45 :

Pour RDC :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6.34 > 5$$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour 1^{ère} étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \quad \longrightarrow \quad 3 < 4.76 < 5$$

Par interpolation : $\frac{A_t}{S_t b} = 0.36 \%$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poteaux 40x40 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 > 5$$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poteaux 35x35 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poteaux 30x30 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{30} = 7.14 > 5$$

✓ En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0, 3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0, 3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm² ≥ A_t min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10 Ø t = 100mm = 10cm.

f. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

b₁, h₁: les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau

h : hauteur de la poutre

On aura : h = 40cm

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h = \max\{56.67, 50, 50, 60\text{cm}\}$$

Donc : h = 60cm

i. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V _u (KN)	b(c m)	h(cm)	λ _g	ρ _b	τ _b (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Vérificatio n
S- sol1 & 2	107.39	50	50	4.76	0.04	0.457	1	τ _b < τ̄ _{bu}
RDC	146.85	45	45	6.34	0.075	0.777	1.875	
1 ^{er} étage	107.87	45	45	4.76	0.04	0.560	1	
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	91.8	40	40	5.53	0.075	0.620	1.875	
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	81.4	35	35	6.12	0.075	0.727	1.875	
Terrasse	32.82	30	30	7.14	0.075	0.405	1.875	

Tableau V.5 : Vérification de l'effort tranchant

V.1.6. Vérification à L'ELS :

a. Condition de condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	vérification
S-sol1 & 2	$N_{max}=-1232.59$	$M_{cor}=0.649$	-0.00052	50x50	6.98	20.35	Vérifier
	$N_{min}=-295.87$	$M_{cor}=-5.068$	0.0016		6.98		
	$N_{cor}=-469.21$	$M_{max}=22.715$	-0.0005		6.98		
RDC et 1^{er} Etage	$N_{max}=-887.28$	$M_{cor}=3.146$	-0.0035	45x45	5.61	18.47	
	$N_{min}=-193.96$	$M_{cor}=3.685$	-0.018		5.61		
	$N_{cor}=-409.95$	$M_{max}=26.35$	-0.064		5.59		
2^{eme} et 3^{eme} Etage	$N_{max}=-619.07$	$M_{cor}=5.646$	-0.0091	40x40	4.39	13.57	
	$N_{min}=-108.4$	$M_{cor}=3.815$	-0.035		4.38		
	$N_{cor}=-263.15$	$M_{max}=28.086$	-0.106		4.36		
4^{eme} et 5^{eme} étage	$N_{max}=-367.14$	$M_{cor}=6.708$	-0.018	35x35	3.32	13.57	
	$N_{min}=-32.23$	$M_{cor}=6.878$	-0.213		3.26		
	$N_{cor}=-201.54$	$M_{max}=22.47$	-0.111		3.29		
Terrasse	$N_{max}=-126.68$	$M_{cor}=-4.858$	0.038	30X30	2.42	13.57	
	$N_{min}=-22.23$	$M_{cor}=-4.38$	0.197		2.46		
	$N_{cor}=-36.36$	$M_{max}=-15.182$	0.417		2.54		

Tableau V.6 : vérification non fragilité

Remarque:

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{min} < A_{adopte}$.

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les section adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contrainte admissible.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \qquad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a 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 : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \qquad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \qquad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \qquad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

➤ **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \qquad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

N_s : effort de compression a l'ELS

M_s : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A laide de logiciel SOCOTEC la vérification a l'ELS nous donne les résultats présentes dans le tableau suivant :

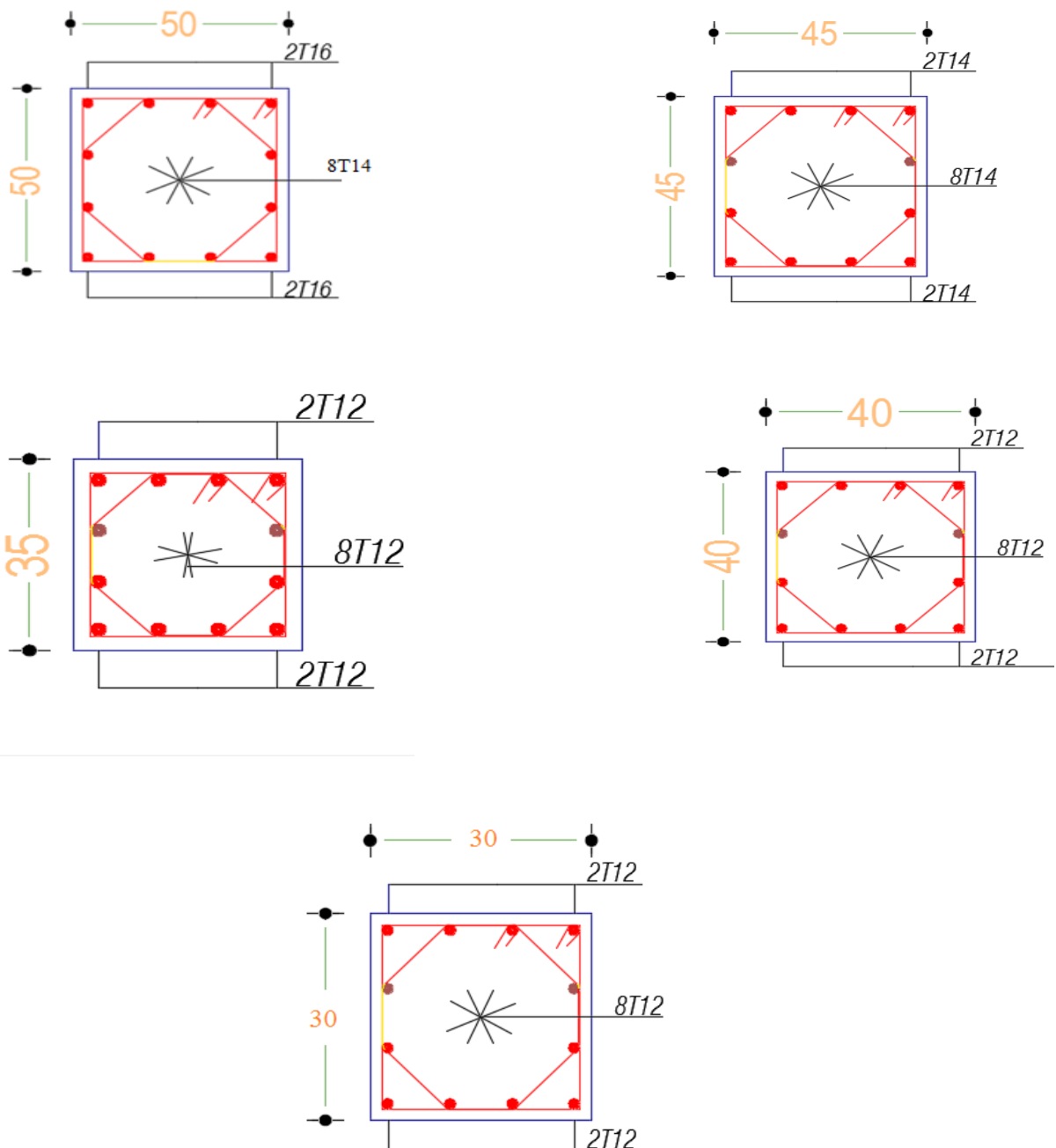
Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	Béton				Acier			
						σ _{sup}	σ _{inf}	σ̄ _{bc}	Obs	σ _{sup}	σ _{inf}	σ̄ _s	Obs
50x50	-1232.59	0.649	-0.00052	0.083	SEC	3.98	3.94	15	ok	59.7	59.2	348	Ok
	-295.87	5.068	0.0016	0.083	SEC	1.1	0.8	15	ok	16.3	12.2	348	Ok
	-469.21	22.715	-0.0005	0.083	SEC	2.19	0.82	15	ok	31.9	13.4	348	Ok
45x45	-887.28	3.146	-0.0035	0.075	SEC	3.57	3.31	15	ok	53.3	49.9	348	Ok
	-193.96	3.685	-0.018	0.075	SEC	0.9	0.5	15	ok	13.2	9.32	348	Ok
	-409.95	26.035	-0.063	0.075	SEC	2.63	0.55	15	ok	37.7	9.98	348	Ok
40x40	-619.07	5.646	-0.0091	0.066	SEC	3.42	2.75	15	ok	57.7	41.9	348	Ok
	-108.4	3.815	-0.035	0.066	SEC	0.77	0.31	15	ok	11.1	5.14	348	Ok
	-263.15	28.086	-0.106	0.066	SPC	3	0	15	ok	41.8	-3.02	348	Ok
35x35	-367.14	6.708	-0.018	0.058	SEC	2.79	1.71	15	ok	40.7	26.8	348	Ok
	-32.23	6.878	-0.213	0.058	SPC	0.82	0	15	ok	10.7	-7.88	348	Ok
	-201.54	22.47	-0.111	0.058	SPC	3.1	0	15	ok	42.4	-7.01	348	Ok
30X30	-126.68	-4.858	0.038	0.05	SEC	0.41	1.52	15	ok	7.59	21.5	348	ok
	-22.23	-4.38	0.197	0.05	SPC	0	0.72	15	ok	-6.48	9.21	348	ok
	-36.36	-15.182	0.417	0.05	SPC	2.23	0	15	ok	27.3	-34.1	348	ok

Tableau V.7 : vérification à ELS

Le ferraillage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	Armature longitudinale
S-sol1 & 2	50x50	4HA16+8HA14
RDC et 1 ^{ere} étages	45x45	12HA14
2-3 ^{eme} étages	40x40	12HA12
4-5 ^{eme} étages	35x35	12HA12
TERASSE	30x30	12HA12

Tableau V.8: Ferraillage des poteaux.



V.2. ferrailages des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de Flexion et des efforts tranchants, donc elles sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V.2. 1. Recommandation du RPA :**a) Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:**

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

· Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

✓ **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$

✓ **En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à 90° .

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2. 2. Etape de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

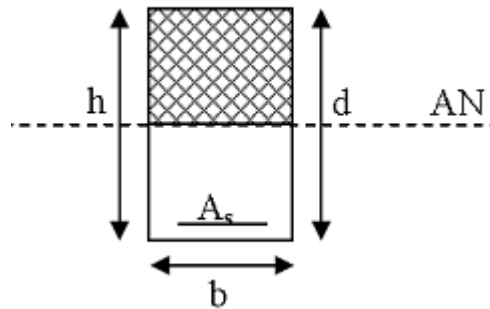
$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

- ✓ Si $\mu \leq \mu_1=0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



FigureV.4 : disposition des armatures tendues SSA

- ✓ Si $\mu \geq \mu_1=0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul $M_r = \mu_r bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :**

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

- **Armatures comprimées :**

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

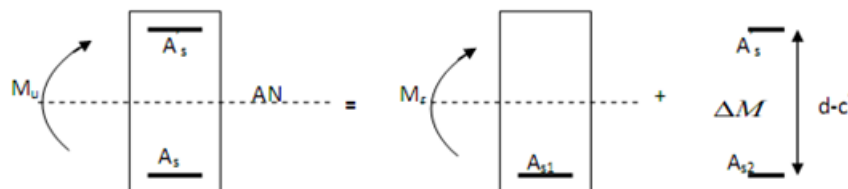


Figure V.5 : Disposition des armatures SDA

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M \leq 0,4 M_u$ (art BAEL 6.6.1)

V.2.3. Calcul Des Armatures :

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{69.22 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{69.22 \times 10^3}{0.923 \times 37 \times 348} = 5.82 \text{cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{110.446 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.227 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.8695$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{110.446 \times 10^3}{0.8695 \times 42 \times 348} = 9.86 \text{cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{9.422 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.9905$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{9.422 \times 10^3}{0.9905 \times 37 \times 348} = 0.73 \text{cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{113.616 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.233 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.8665$$

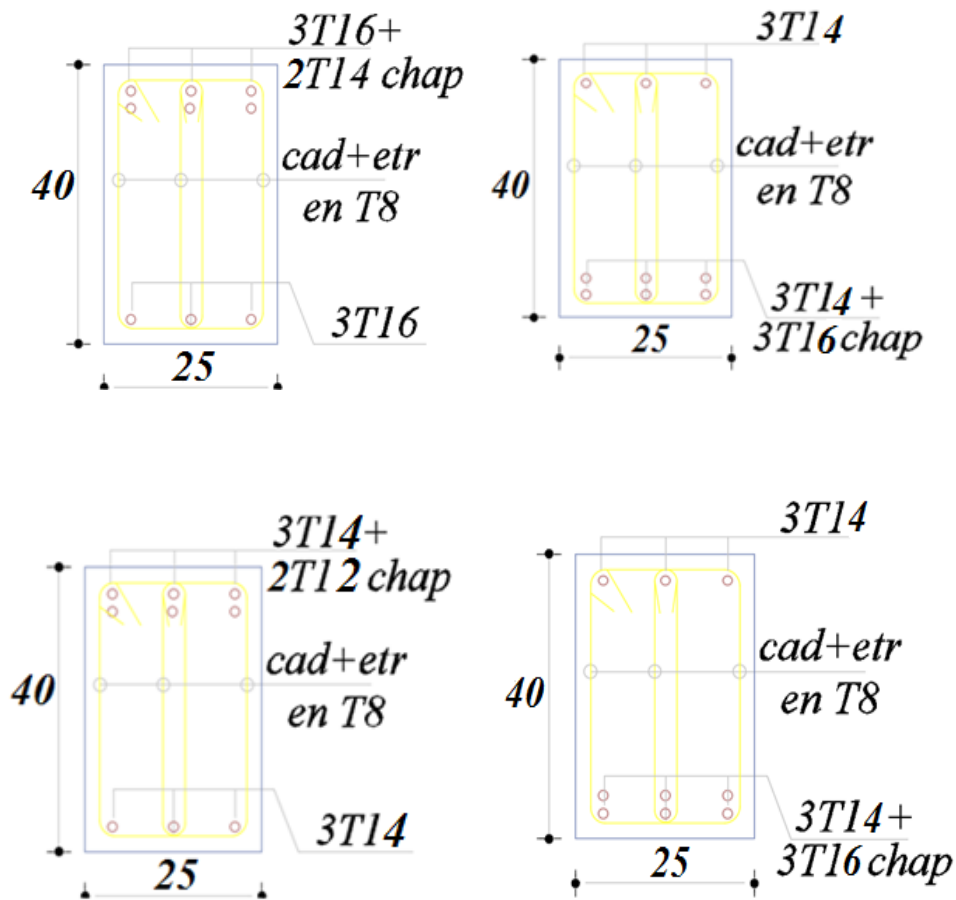
$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{113.616 \times 10^3}{0.8665 \times 37 \times 348} = 10.18 \text{cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant:

	Nature	M _u	μ	Obs	A _{cal}	Choix des barres	A _{adop}
PP (25X40)	En travées	69.22	0.142	SSA	5.82	3HA16fil+2HA14chap	9.11
	Aux appuis	-110.446	0.227	SSA	9.86	3HA16fil+3HA14chap	10.65
PS (25X40)	En travées	9.422	0.019	SSA	0.73	3HA14fil+2HA12chap	6.88
	Aux appuis	-113.616	0.233	SSA	10.18	3HA14fil+3HA16chap	10.65

Tableau V.9 : ferraillage des poutres.



V.2. 4. Vérification à l'ELU :

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

		A_{st}	A_{min}	Vérification
Poutre principale	En travée	9.11	5	CV
	Aux appuis	10.65		CV
Poutre secondaire	En travée	6.88	5	CV
	Aux appuis	10.65		CV

Tableau V.10 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t

		Calcul de S_t (cm)		$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm ²)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(10 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2.01cm ²
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 20$	$S_t = 15$	1.5	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(10 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2.01cm ²
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 20$	$S_t = 15$	1.5	

Tableau V.11 : Vérifications armatures transversale à l'ELU.

➤ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = (3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = (3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		B	D	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	V_u^{max}	93	25	37	1.005	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max}	79.77	25	37	0.862	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement

➤ Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		B	D	f_{c28}	\bar{V}_u	Observe
Principale	V_u^{max}	93	25	37	25	555	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max}	79.77	25	37	25	555	Condition vérifiée

Tableau V.13: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 93 - \frac{69,22}{0,9 \times 0,37} = -114,86 < 0$

-Pour les poutres secondaires : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 79,77 - \frac{9,422}{0,9 \times 0,37} = 51,47 > 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} \text{ étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement : } \tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{93 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,7} = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 22,60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79,77 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 226} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec

τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

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

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ($\phi 12$; $\phi 14$; $\phi 16$ et $\phi 20$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{2,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 : $l_c = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les HA 16 : $l_c = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les HA 20 : $l_c = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$

V.2.5. Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec:

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

Et :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

		A_{st}	A_{min}	Condition
Poutre Principale	En travée	9.11	1.11	Vérifiée
	Aux appuis	10.65		Vérifiée
Poutre secondaire	En travée	6.88	1.11	Vérifiée
	Aux appuis	10.65		Vérifiée

Tableau V.14: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Vérification des contraintes :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right. \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	M_{st}	23.87	ELS
	Appui	M_{st}	-45.488	ELS
Poutre secondaire	Travée	M_{st}	22.345	ELS
	Appui	M_{st}	-30.607	ELS

Tableau V.15: Moments à l'ELS.

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre		Moments (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	A_{st1}	D	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	23.087	0.984	0.8615	21.10	9.11	37	79.50	348	C.V	3.76	15	C.V
	Appuis	-45.488	1.151	0.8534	19.10	10.65	37	135.26	348	C.V	7.08	15	C.V
P.S	Travée	22.345	0,743	0.8754	25.15	6.88	37	100.27	348	C.V	3.98	15	C.V
	Appuis	-30.607	1.151	0.8534	19.10	10.65	37	91.87	348	C.V	4.86	15	C.V

Tableau V.16: Vérifications des contraintes à L'ELS

d. Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f .

❖ **Poutres principales :**

- $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9.11}{25 \times 37} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Poutres Secondaires :**

- $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{375} = 0,106 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{25 \times 37} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

• **Conclusion :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

V.3.Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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 au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I** : sous sol 1&2
- **Zone II** : RDC et 1^{ère} étage.
- **Zone III** : 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Zone IV** : 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- **Zone V** : Comble.

V.3.1.Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{RPA. 99/modifiée 2003} \begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{BAEL.91/modifiée 99} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

V.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M).

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec:

he: La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc: La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Lt: La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

V.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau V.17 : Les efforts normaux

V.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Situation accidentelle = 400 MPa

Situation courante = 348 MPa

section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau V.18 : Les armatures verticales

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

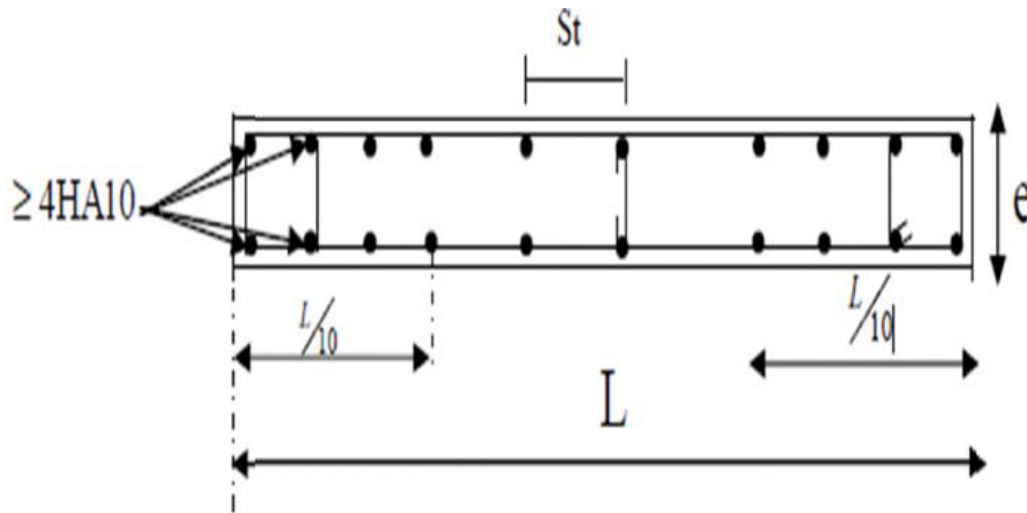


Figure V.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91). :

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ Par mètre de parement mesurée perpendiculaire a ces a la direction des armature

$$0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{min} \geq 0,002B$$

c. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Ø. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

A_V : Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et $A_H > 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_H > 0,10\%B$ En zone courante.

Avec :

B: section du béton

e. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$ Avec : $a=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

f. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

h. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles

Retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

i. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.6 : Les vérifications:

a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA})$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V}_u = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinale $L= 3.8 \text{ m}$ sur la zone I.

1. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.8	0,20	0.76	0.914

Tableau V.19: Caractéristiques géométriques

2. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 2897.62 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4687.96 \text{KN/m}^2$$

3. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L = \frac{2897.62}{2897.62 + 4687.96} \times 3.8 = 1.45 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.8 - 1.45 = 2.35 \text{ m}$$

4. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.5; 0.96) = 0.96 \text{ m.}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.4 - 0.40 = 3 \text{ m}$$

5. Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{4697.62(2.35 - 0.96)}{2.35} = 2772.87 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4697.62 + 2772.87}{2} \times 0.96 \times 0.20 = 716.23 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2772.87}{2} \times 0.96 \times 0.20 = 226.19 \text{ KN.}$$

6. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{716.23}{400 \times 10^{-1}} = 17.9 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{226.19}{400 \times 10^{-1}} = 6.65 \text{ cm}^2$$

7. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1302.54 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 50.14 \text{ cm}^2$$

8. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.96 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0.96 \times 0,20\right) = \max(10.08; 3.84) = 10.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10.08 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17.9 + \frac{50.14}{4} = 30.43 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.65 + \frac{50.14}{4} = 19.18 \text{ cm}^2$$

❖ Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	$A_1 = 30.43 \text{ cm}^2$	2×8HA16 =32.16	St=10cm
2 eme bande	$A_2 = 19.18 \text{ cm}^2$	2×7HA14=21.54 cm^2	St=15cm

Tableau V.20 : Ferraillage adopté.

9. Armatures horizontales :

-D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{32.16}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% B = 0,0015 \times 0,20 \times 3.8 = 10.4 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 10.4 \text{ cm}^2$

Soit : 10HA12= 11.3 cm^2 / 1m de hauteur ; avec $S_H = 15 \text{ cm}$.

10. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

11. Les vérifications :

a. Vérification des espacements:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = S_t = \min(30 ; 30 \text{ cm})$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ et 15 cm **Condition vérifiée**

$S_H = 15 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

b. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2125.78 \times 10^3}{0.76 \times 10^6 + 15 \times 51.15 \times 10^2} = 2.54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

c. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1302,54 \times 10^3}{760 \times 0,9 \times 3400} = 0,784 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,784 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{1302,54 \times 10^3}{760 \times 0,9 \times 3400} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Voile longitudinal :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.8	3.8	3.8		
	e (m)	0.20	0.20	0,20	0.20		
	B (m)	0.76	0.76	0.76	0.76		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		2897.62	2375.66	1184.24	736.43	
	σ_{min} [KN/m ²]		-4687.96	-3273.61	-2828.31	-1176.29	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		1302.54	1103.32	897.63	700.21	
	L _t (m)		2.35	2.2	2.67	2.34	
	L _c (m)		1.45	1.6	1.12	1.46	
	d (m)		0.96	1.06	0.75	0.97	
	σ_1 [KN/m ²]		2772.87	1696.32	2033.84	688.68	
	N (kN)	N ₁	716.23	526.81	364.66	180.90	
		N ₂	226.19	179.81	152.54	66.80	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.9	13.17	9.11	4.52	
		A _{v2}	6.65	4.49	3.81	1.67	
	A _{vj} (cm ²)		50.14	42.47	34.55	26.95	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30.43	23.78	17.75	11.26	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	19.18	15.10	12.45	8.41	
	A _{min} (cm ²)		10.08	14.84	10.5	10.18	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.62	18.10	18.10	
		Bonde 2	21.51	15.84	15.84	10.98	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA16	2x 8HA14	2x8 HA12	2x 8HA12
			Bonde 2	2x 7HA14	2x 7HA12	2x 7HA12	2 x 7HA10
S _t (cm)		Bonde1	15cm	15cm	15cm	15 cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	18cm	10 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10.40	10.40	10.40	10.40		
A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.15	4.52	4.52		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe	10HA10/nappe		
ep =20cm		(A=11.31cm ²)	(A=11.31cm ²)	(A=11.31cm ²)	(A=11.31cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,56	0,39	0,43	0,33	
		τ_b (MPa)	0.784	0.553	0,6	0,47	
	ELS	N _s (kN)	2125.78	1024.06	630.85	67.97	
		σ_b (MPa)	2.54	1.25	0.78	0.09	

Tableau V.21 : ferraillage des voiles longitudinal

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	e (m)	0.2	0.2	0,2	0.2	0.2	
	B (m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7336.37	3218.22	1436.05	1429.87	686.39	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8681.78	-4842.18	-2462.12	-2060.37	-750.71	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	646.75	542.05	467.67	320.28	118.41	
	L _t (m)	1.33	1.5	1.58	1.48	1.3	
	L _c (m)	1.17	1	0.92	1.02	1.2	
	d (m)	0.78	0.66	0.61	0.68	0.8	
	σ_1 [KN/m ²]	3590.20	2711.62	1511.55	1113.71	288.73	
	N (kN)	N ₁	957.21	498.55	242.39	215.83	83.15
		N ₂	280.03	178.97	92.20	75.73	23.1
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.93	12.46	6.06	5.39	2.08
		A _{v2}	7.00	4.47	2.3	1.89	0.58
	A _{vj} (cm ²)		24.9	20.87	18.01	12.33	4.56
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vj} /4	30.15	17.68	10.56	8.47	3.22
		A2=A _{v2} + A _{vj} /4	13.22	9.69	6.80	4.97	1.72
	A _{min} (cm ²)		8.19	6.93	6.40	7.14	8.4
	A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1	32.16	18.10	12.58	12.58	12.58
		Bonde 2	13.57	13.57	9.42	9.42	9.42
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA16	2x 8HA12	2x 8HA10	2x 8HA10
			Bonde 2	2x 6HA12	2x 6HA12	2x 6HA10	2 x 6HA10
S _t (cm)		Bonde1	15cm	15cm	15cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15 cm	15cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A _H /nappe (cm ²)			8.04	4.52	3.15	3.15	3.15
Choix des barres/nappe (cm ²)			8HA12/nap	8HA10/nap	8HA10/nap	8HA10/nap	8HA10/nap
ep =20cm			A=9.05cm²	A=6.28cm²	A=6.28cm²	A=6.28cm²	A=6.28cm²
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,42	0.29	0.34	0.23	0.08
		τ_b (MPa)	0,59	0,41	0.47	0.33	0.12
	ELS	N _s (kN)	1402.39	1024.06	630.85	180.71	67.97
		σ_b (MPa)	2.47	1.88	1.19	0.34	0.13

Tableau V.22 : ferraillage des voiles longitudinal

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4	1,4	
	e (m)	0.2	0.2	0,2	0.2	
	B (m)	0.28	0.28	0.28	0.28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3068.55	1143.76	1007.02	499.02	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5498.03	-3715.97	-1034.37	-666.12	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	194.08	135.11	126.08	109.15	
	L _t (m)	0.9	1.07	0.7	0.81	
	L _c (m)	0.5	0.33	0.7	0.59	
	d (m)	0.33	0.22	0.46	0.39	
	σ_1 [KN/m ²]	3482.08	2951.94	354.64	345.3	
	N (kN)	N ₁	296.34	146.69	63.89	39.44
		N ₂	114.91	64.94	16.31	13.46
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.41	3.67	1.59	0.98
		A _{v2}	2.87	1.62	0.41	0.34
	A _{vj} (cm ²)		7.47	5.20	4.85	4.20
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.28	4.97	2.8	2.03
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.72	2.92	1.62	1.39
	A _{min} (cm ²)		3.46	2.31	4.83	4.09
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.23	6.78	4.70	4.70
		Bonde 2	6,78	4.70	4.70	4.70
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x 3HA12	2x 3HA10	2x 3HA10
		Bonde 2	2x 3HA12	2x 3HA10	2x 3HA10	2 x 3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	18 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.2	4.2	4.2	4.2
	A _H /nappe (cm ²)		2.30	1.69	1.17	1.17
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nappe	3HA10/nappe	3HA10/nappe	3HA10/nappe
esp =15cm		(A=3.39cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,22	0,13	0,16	0,14
		τ_b (MPa)	0,32	0,18	0,22	0,20
	ELS	N _s (kN)	1141.17	848.2	549.2	309.2
σ_b (MPa)		3.72	2.85	1.86	1.05	

Tableau V.23 : ferraillage des voiles longitudinales

• Voile transversal:

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	
	e (m)	0.2	0.2	0,2	0.2	0.2	
	B (m)	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5288,38	3736,57	3094,04	1809.07	718.18	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6736.57	-5211,96	-4959,29	-2634.8	-1236.12	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	850.74	817.06	621.59	476,39	329,02	
	L _t (m)	1.51	1.57	1.66	1.6	1.7	
	L _c (m)	1.19	1.13	1.04	1.1	1	
	d (m)	0.8	0.75	0.69	0.73	0.67	
	σ_1 [KN/m ²]	3167.53	2722.17	2897.90	1432.92	748.94	
	N (kN)	N ₁	792.33	594.21	542.15	296.92	133
		N ₂	253.10	204.16	199.96	104,58	50.17
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.81	14.85	13.55	7.42	3.33
		A _{v2}	6.32	5.10	5	2.61	1.25
	A _{vj} (cm ²)		32,75	31,45	23,93	18,34	12,66
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	28	22,71	17.53	12	6.5
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	14.51	12,96	10.99	7.16	4.33
	A _{min} (cm ²)		8.4	7.86	7.24	7.66	7.04
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.32	18.10	12.58	12.58
Bonde 2		18.10	18.10	18.10	12.58	12.58	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA16	2x 8HA14	2x 8HA12	2x 8HA10	2x 8HA10
		Bonde 2	2x 8HA12	2x 8HA12	2x 8HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm	10 cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8.1	8.1	8.1	8.1	8.1
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.08	4.52	3.14	3.14
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nap	10HA12/nap	10HA10/nap	10HA10/nap	10HA10/nap
ep =20cm		A=11,3cm ²	A=11,3cm ²	A=7.85cm ²	A=7.85cm ²	A=7.85cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.51	0.41	0,42	0,32	0,22
		τ_b (MPa)	0.72	0.58	0.56	0,45	0,31
	ELS	N _s (kN)	1950,22	1943,52	1578,41	1216,1	784,75
σ_b (MPa)		3.60	3.22	2.9	2.24	1.45	

Tableau V.24 : ferraillage des voiles transversales

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	
	e (m)	0.2	0.2	0,2	0.2	0.2	
	B (m)	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1945,48	1704,72	976,89	851,47	719,64	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6164,08	-5013,41	-2322,81	-2342,68	-1089,47	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	158,75	168,61	182,65	178,78	171,41	
	L _t (m)	1.06	1,04	1	1,03	0.84	
	L _c (m)	0,34	0,36	0,40	0,37	0.56	
	d (m)	0,23	0,24	0.27	0.25	0,37	
	σ_1 [KN/m ²]	4826.9	3856.47	1695.65	1882.11	609,58	
	N (kN)	N ₁	252.79	212.88	108.50	105,62	62.86
		N ₂	111.02	92.56	40.60	58,55	22.55
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.32	5.32	2.71	2.64	1.57
		A _{v2}	2.78	2.31	1,14	1,18	0,56
	A _{vj} (cm ²)		6,11	6.49	7.04	6.88	6,6
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.85	6.94	4.47	4.36	3,22
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.3	3.93	2.90	2.90	2,21
	A _{min} (cm ²)		3,81	3,26	3,89	3,47	5,15
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Bonde 2		6.78	6.78	4.72	4.72	4,72	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA12	2x 4HA12	2x 4HA12	2x 4HA12	
		Bonde 2	2x 3HA12	2x 3HA12	2x 3HA10	2 x 3HA10	
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10 cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15 cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,95	5,55	5,55	5,55	
	A _H /nappe (cm ²)		2.26	2,26	2,26	2.26	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	
ep =20cm		(A=3.39cm²)	(A=3,39cm²)	(A=3,39cm²)	(A=3,39cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,18	0,5	0,55	0,54	0,51
		τ_b (MPa)	0,25	0,7	0,77	0,756	0,714
	ELS	N _s (kN)	1144,77	906,97	734,58	574,89	387,49
σ_b (MPa)		3.72	2.98	2.61	2.04	1.37	

Tableau V.25 : ferraillage des voiles transversales

VI. les fondations :**Introduction**

On appelle infrastructure, les parties enterrées d'un ouvrage, qui servent à répartir de manière égale le poids de la construction sur le sol.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux

VI.1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- ✓ Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{sol} = 5 \text{ bars} = 500 \text{KN/m}^2$.
- ✓ absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VI.3. Dimensionnement des semelles :**VI.3.1. Etude de semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

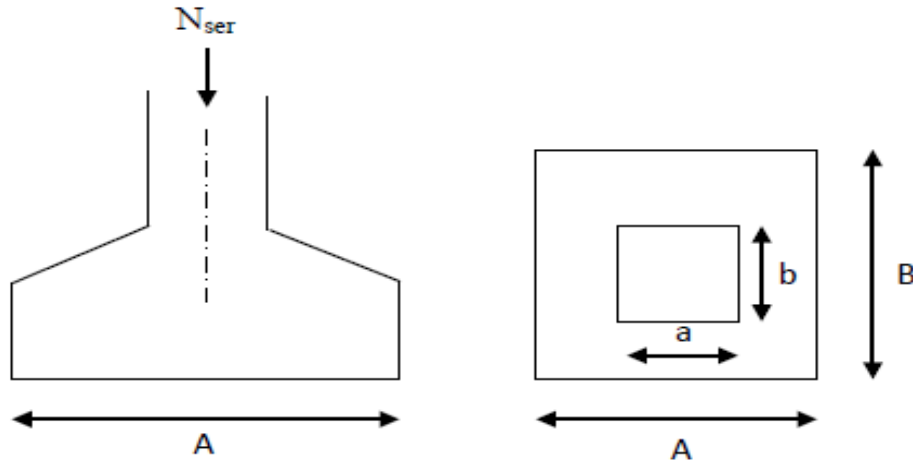


Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Poteau rectangulaire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

D ou $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Remarque : Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_{ser} = 1408.06 \text{ kn} \quad \sigma_{sol} = 500 \text{ kn/m}^2 \quad B = 2 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

Dimensions des semelles trop importantes \implies Chevauchement \implies Opter pour des semelles filantes.

VI.3.2. Etude de semelle filante :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	150.43	1	0.3	0.3
VL2	423.3	2.5	0.34	0.85
VL3	501.57	2.5	0.4	1
VL4	607.21	3.8	0.32	1.21
VL5	607.21	2.5	0.6	1.5
VL6	222.53	1.4	0.32	0.45
VL7	299.69	0.8	0.75	0.6
VL8	533.23	2.5	0.36	0.9
VL9	454.92	0.8	1.12	0.9
VL10	664.64	3.8	0.35	1.33
VL11	417.04	1.4	0.6	0.83
VL13	152.91	1	0.31	0.31
La somme				10.18

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles 'sens longitudinal

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	216.48	1.4	0.31	0.43
VL2	168.61	1.4	0.24	0.34
VL3	323.81	2.5	0.46	0.65
VL4	564.21	1.4	0.42	1.13
VL5	514.58	1.4	0.52	1.03
VL6	190.34	1.4	0.27	0.38
VL7	193.34	1.4	0.28	0.39
VL8	229.50	2.7	0.33	0.89
			Somme	5.24

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 10.18 + 5.24 \rightarrow S_v = 15.42 \text{ m}^2$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

• Hypothèse de calcul :

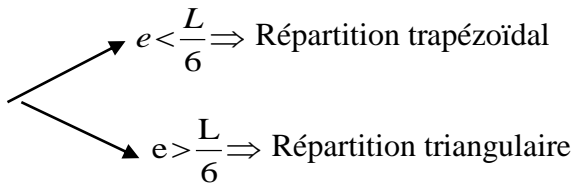
Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

• Etape de calcul :

✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad \text{Et} \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s	e _i	N _s e _i	M _s
1	688.52	9.932	6838.38	4.929
2	911.75	6.132	5590.85	1.674
3	1096.79	2.332	2557.71	1.042
4	984.24	-1.468	-1444.86	-0.065
5	994.82	-5.268	-5240.71	0.175
6	992.11	-9.068	-8996.45	-0.065
7	551.97	-12.868	-7102.74	-0.065
	6220.2		-7797.82	7.625

Tableau VI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{-7805.445}{6220.2} = -1.25$

$e = -1.25m < \frac{L}{6} = 4.5m =$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{6220.2}{27} \left(1 + 6 \times \frac{(-1.25)}{27} \right) = 166.38 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{6220.2}{27} \left(1 - 6 \times \frac{(-1.25)}{27} \right) = 294.37 \text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{6220.2}{27} \left(1 + 3 \times \frac{(-1.25)}{27} \right) = 198.38 \text{KN/ml}$$

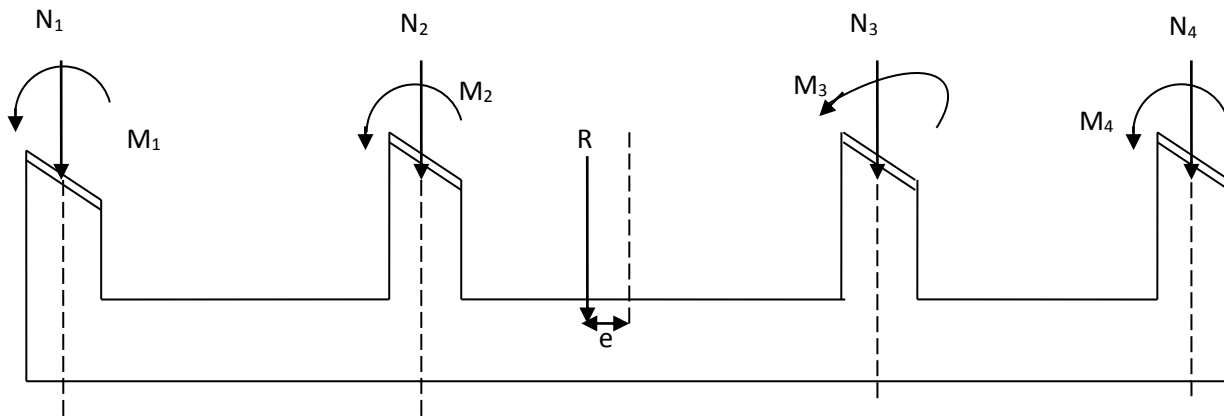


Figure VI.2: Distribution des sollicitations.

- **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{198.38}{500} = 0.39m$$

On prend : $B=1.50m$.

On a donc : $S = 1.5 \times 27 = 40.5 m^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 40.5 \times 6 = 243 m^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 243 + 15.42 = 258.42 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 476.55m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{258.42}{476.55} = 0.54$$

La surface totale des semelles représente 54% de la surface de bâtiment.

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.3.3. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

VI.3.3.1. Pré-dimensionnement du radier :**a. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

b. Selon la condition forfaitaire :

- sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$47.5 \leq h \leq 76$$

h : épaisseur du radier.

D'après ces condition, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{radier}} = 75$ cm.

- Sous poteaux :

La dalle: La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm

$h_d \geq \frac{380}{20} = 19\text{cm}$; On prend $h_d = 30\text{cm}$

La nervure : elle doit vérifier :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{380}{10} = 38\text{cm} \rightarrow h_{\text{nervure}} = 80\text{cm}$$

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \rightarrow 32 \leq b_{\text{nervure}} \leq 56 \text{ on prend } b_{\text{nervure}} = 50\text{cm}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow 7.6 \leq h_t \leq 10 \rightarrow \text{On prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

c. Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ [MPa] pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier ($b = 1$ m).

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86$ [MPa]

$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa. Avec : $f_{c28} = 25$ MPa.

B : Largeur de la bande ($B=1$ m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818,86} \left(\frac{2 \times 3,8}{3,14}\right)^4} = 0,72 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{nervure}} = 72$ cm

On prend : **$h_{\text{nervure}} = 80$ cm.**

❖ **La largeur de la nervure :**

$$0,4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h \rightarrow 32 \leq b_{\text{nervure}} \leq 56 \text{ on prend } b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{\text{nervure}} = 80$ cm

hauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cm

hauteur de la dalle.

$b_{\text{nervure}} = 50$ cm

hauteur de la nervure.

VI.3.3.2. détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. **Poids de la superstructure :**

Charge permanentes $G_{\text{bat}} = 40290.63$ KN.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 8681.02$ KN.

b. **Combinaison d'action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow N_u = 1,35G_{\text{bat}} + 1,5Q_{\text{bat}} = 1,35 \times 40290,63 + 1,5 \times 8681,02 = 67413,88 \text{ KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} = 40290,63 + 8681,02 = 48971,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\text{A l'ELU: } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{67413,88}{1,33 \times 500} = 101,37 m^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{48971,65}{500} = 97,94 m^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 101,37 m^2$$

$$S_{bat} = 476,55 m^2 > S_{radier} = 101,37 m^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée 99. La largeur du débord est calculée comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30cm\right) = \max(40cm; 30cm) = 40cm$$

Soit un débord de largeur $L_{déb} = 40cm$

$$S_{déb} = L_{déb}(L_x + L_y) \times 2 = 0,4(27 + 17,65) \times 2 = 35,72 m^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 476,55 + 35,72 = 512,27 m^2$$

VI.3.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Poids total du radier :

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 512,27 \times 0,30 \times 25 = 3842,025 KN$$

- Poids de la nervure:

$$P_{ner} = b_{ner}(h_{ner} - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0,5(0,8 - 0,3) \times (27 \times 6 + 17,65 \times 8) \times 25$$

$$P_{ner} = 1895 KN$$

- Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{ner} - h_d) \times \rho_{TVO}$$

On a: $S_{ner} = b_n \times L \times n = (0,5 \times 27 \times 6) + (0,5 \times 17,65 \times 8) = 151,6 m^2$
 Donc : $P_{TVO} = (512,27 - 151,6) \times (0,8 - 0,3) \times 17 = 3065,69 KN$

Avec : $\rho_{TVO} = 17 KN/m^3$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (512.27 - 151.6) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{901.675KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = \mathbf{9704.39KN}$$

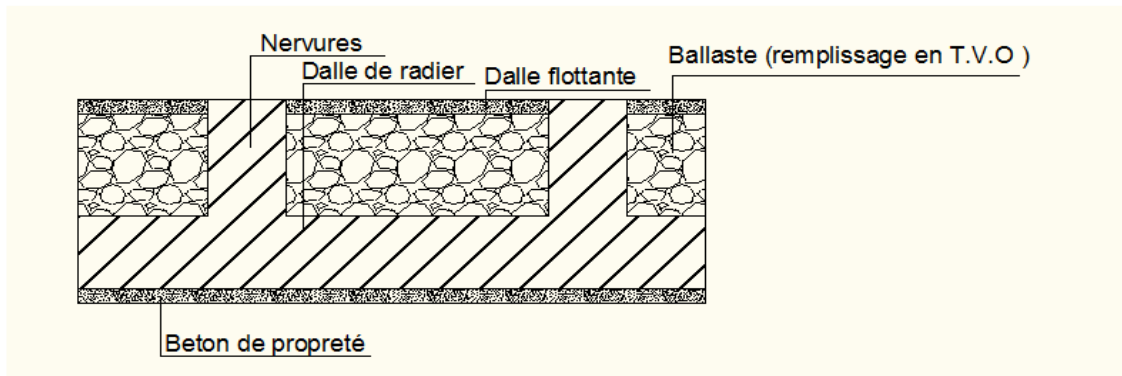


Figure VI.3 : Coupe verticale d'un radier

b. Surcharge de l'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = \mathbf{8681.02KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 512.27 = \mathbf{1792.94KN}$$

c. Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier tot}} + G_{\text{bat}} = 9704.39 + 40290.63 = \mathbf{49995.02KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier tot}} + Q_{\text{bat}} = 1792.94 + 8681.02 = \mathbf{10473.96KN}$$

d. Combinaison d'action :

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 49995.02 + 1.5 \times 10473.96 = \mathbf{83240.21KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{tot}} = 49995.02 + 10473.96 = \mathbf{60468.98KN}$$

VI.3.3.4. Vérifications a L'ELU :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\text{MPa} \right\} = \mathbf{2.5MPa}$$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; \quad d=0.9h_d=0.9 \times 30=27\text{cm.}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{83204.21 \times 1}{512.27} \times \frac{3.8}{2} = \mathbf{308.60KN}$$

$$\tau_u = \frac{308.60 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1.14 MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{1.14 MPa} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier : Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$$X_G = \frac{(17.65 \times 27) \times 27 / 2}{17.65 \times 27} = 13.5m ; \quad Y_G = \frac{(17.65 \times 27) \times 17.65 / 2}{17.65 \times 27} = 8.82m$$

$$X_G = 13.5 \text{ m et } Y_G = 8.82 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17.65 \times 27^3}{12} = 28950.41m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{27 \times 17.65^3}{12} = 12371.33 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

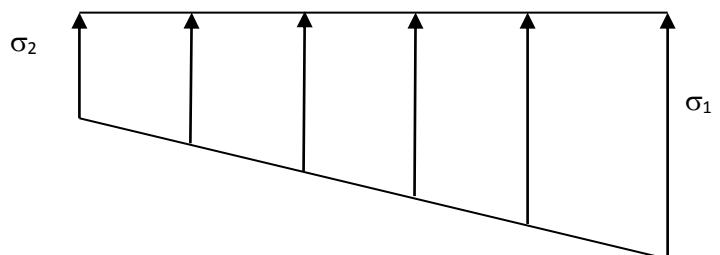


Figure VI.4 : Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{xx}=97828.273+ (4852.48 \times 0.8) = 101710.257 \text{ KN.m} \\ M_{yy}=82917.004+ (4268.93 \times 0.8) = 86332.148 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Sens longitudinal :**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{83204.21}{512.27} + \frac{101710.257}{12371.33} \times 13.5 = 273.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{83204.21}{512.27} - \frac{101710.257}{12371.33} \times 13.5 = 51.43 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{60468.98}{512.27} + \frac{101710.257}{12371.33} \times 13.5 = 229.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{60468.98}{512.27} - \frac{101710.257}{12371.33} \times 13.5 = 7.05 \text{ KN/m}^2$$

• **Sens transversal:**

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{83204.21}{512.27} + \frac{86332.148}{28950.41} \times 8.82 = 188.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{83204.21}{512.27} - \frac{86332.148}{28950.41} \times 8.82 = 136.12 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{60468.98}{512.27} + \frac{86332.148}{28950.41} \times 8.82 = 144.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{60468.98}{512.27} - \frac{86332.148}{28950.41} \times 8.82 = 91.74 \text{ KN/m}^2$$

3. Vérification de la condition de résistance :

$$\text{ELU: } \sigma_m \leq 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 665\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 500\text{KN/m}^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \overline{\sigma_{sol}} = 5\text{bars} = 500\text{KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS
Sens longitudinal	273.41	51.43	217.92	665	CV	229.03	7.05	173.54	500	CV
Sens Transversal	188.72	136.12	175.57	665	CV	144.34	91.74	131.12	500	CV

Tableau VI.4 : vérification condition de résistance.

4. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 90cm.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

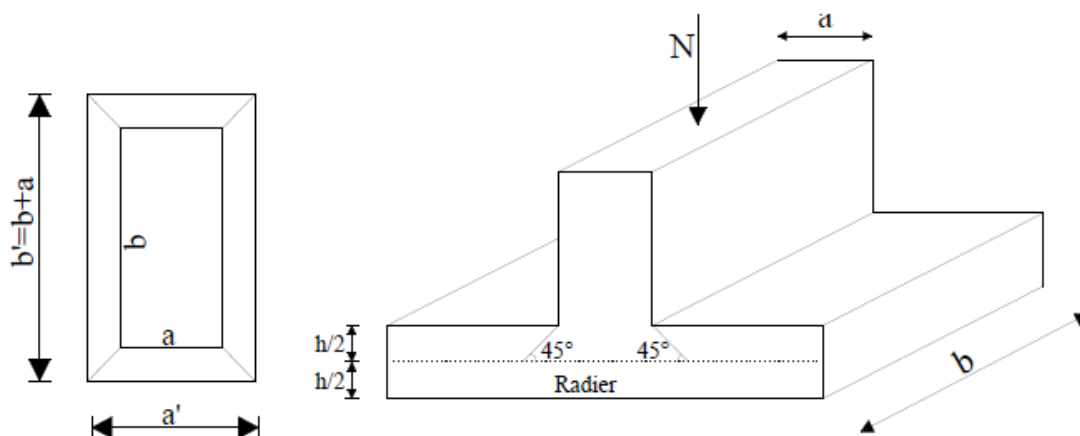


Figure VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Calcul du périmètre utile :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a' + b' + 2 \times h) = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

• **Vérification pour les poteaux:**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 1191.43\text{KN} < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4500\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les Voiles:**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$e=0.25\text{m}; b=1\text{m}; N_u=1233.25\text{KN.}$$

$$\mu_c=2 \times (a+b+2h) = 2 \times (0.25+1+2 \times 1) = 6.5\text{m.}$$

$$N_u = 1233.25\text{KN} < \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3.5.Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99).Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas:

Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

Si $0.4 < \alpha \leq 1$: Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau le plus sollicité:

On distingue 23 panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. On y choisit le panneau le plus défavorable.

➤ **Ferraillage du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{3.8} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferraillage ,on a besoin de q_u et q_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(217.92 - \frac{9704.39}{512.27} \right) \times 1 = 198.97 \text{KN/m}^2 \\ \text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(173.54 - \frac{9704.39}{512.27} \right) \times 1 = 154.60 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{3.8} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

On a donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$$M_{0x} = 0.0458 \times 198.97 \times 3.45^2 = \mathbf{108.46 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.778 \times 108.46 = \mathbf{84.38 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- Moments sur appuis intermédiaire :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 108.46 = 54.23 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 84.38 = 42.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Moments sur appuis de rive :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 108.46 = 32.53 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 84.38 = 25.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 108.46 = 81.34 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 84.38 = 63.28 \text{KN.m} \end{cases}$$

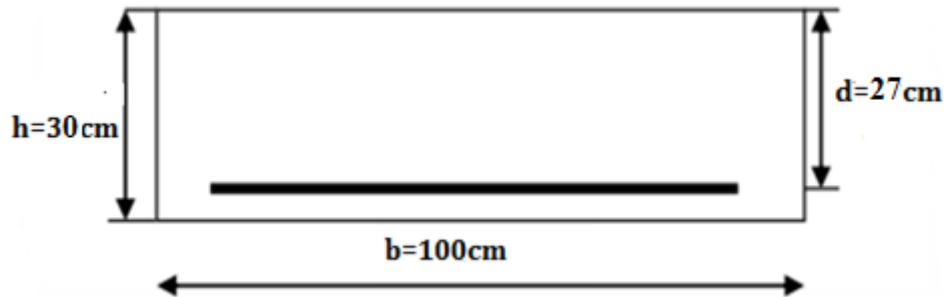


Figure VI.6 : Dimension de la section de calcul

2. Ferrailage longitudinal suivant x-x :

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.23 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54.23 \times 10^3}{0.973 \times 27 \times 348} = 5.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 5.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.24 cm²avec un espacement de 15 cm

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81.34 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.078 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81.34 \times 10^3}{0.959 \times 27 \times 348} = 9.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 9.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14= 9.24cm²avec un espacement de 15 cm

3. Ferrailage transversale suivant y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.19 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = \mathbf{0.04} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = \mathbf{0.04} \rightarrow \beta = \mathbf{0.980}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42.19 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = \mathbf{4.58cm^2}$$

$$A_{ax} = \mathbf{4.58cm^2}$$

Soit : **7HA12=7.92cm²**avec un espacement de **14cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63.28 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = \mathbf{0.060} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = \mathbf{0.060} \rightarrow \beta = \mathbf{0.969}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63.28 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = \mathbf{6.95 cm^2}$$

$$A_{tx} = \mathbf{6.95cm^2}$$

Soit : **7HA12=7.92cm²**avec un espacement de **14cm**

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (xx)	En travée	81.34	SSA	9.02	6HA14	9.24	15
	En appui	54.23	SSA	5.93	6HA14	9.24	
Selon (yy)	En travée	63.28	SSA	6.95	7HA12	7.92	14
	En appui	42.19	SSA	4.584	7HA12	7.92	

Tableau VI.5 : ferrailage de radier

VI.3.3.6.Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = \mathbf{3.26cm}$$

		A _{adopté} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens x-x	ELU	9.24	3.26	Condition vérifiée
		9.24		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	7.92	3.26	Condition vérifiée
		7.92		Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens x x:

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 30\text{cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 30\text{cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14\text{cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3.7. Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{3.8} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

On aura donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$$M_{0x} = 0.0529 \times 154.60 \times 3.45^2 = 97.34\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.846 \times 97.34 = 82.34\text{KN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : M_{ax} = 97.34 x 0,5 = 48.67 kN.m.

Moments en travée à l'ELS : M_{tx} = 97.34 x 0,85 = 73.01 kN.m.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : M_{ay} = 82.34 x 0,5 = 40.17 kN.m.

Moments en travée à l'ELS : M_{ty} = 82.34 x 0,85 = 61.75 kN.m

2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

b=100cm d= 27cm

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ en (MPa)

Sens	Zone	Ms KN. m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	48.67	9.24	0.342	39.95	0.909	314.61	348	6.40	15	Vérifié
	Travée	73.01	9.24	0.342	39.95	0.909	321.95	348	8.70	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	40.17	7.92	0.293	43.65	0.9147	205.36	348	5.41	15	Vérifié
	Travée	61.75	7.92	0.293	43.65	0.9147	345.34	348	7.36	15	Vérifié

VI.7. Ferrailage du débord

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

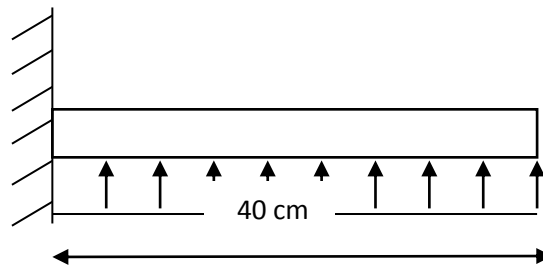


Figure VI.7 : Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul :

• **A l'ELU :**

$q_u = 198.97 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-198.97 \times (0.40)^2}{2} = -15.92 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$q_s = 154.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-154.60 \times 0.40^2}{2} = -12.37 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

- Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.92 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = \mathbf{0.015} < 0.392 \quad \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.92 \times 10^3}{0.9925 \times 27 \times 348} = \mathbf{1.71 \text{ cm}^2}$$

$$A = \mathbf{1.71 \text{ cm}^2}$$

- ❖ Vérification à l'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = \mathbf{3.26 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

- ❖ Vérification à l'ELS

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \rightarrow \beta = 0.9333 ; K = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12.37 \times 10^6}{0.9333 \times 270 \times 4.52 \times 10^2} = 108.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{108.60}{60} = 1.81 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 108.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

VI.3.3.8. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

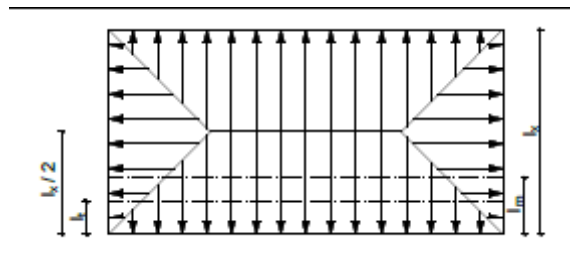


Figure VI.8 : Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié :

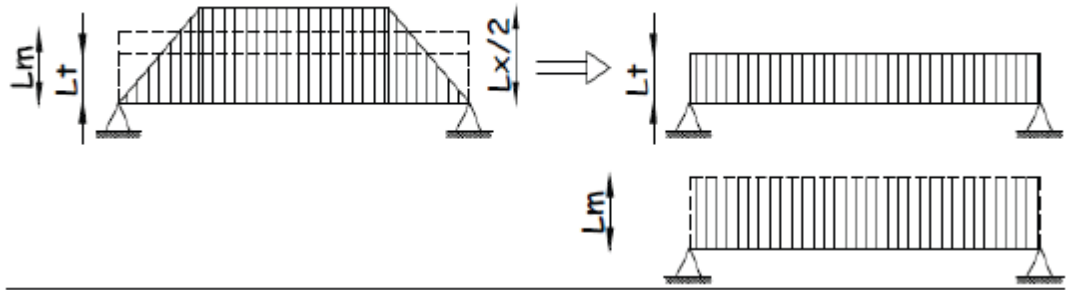


Figure VI.9: Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

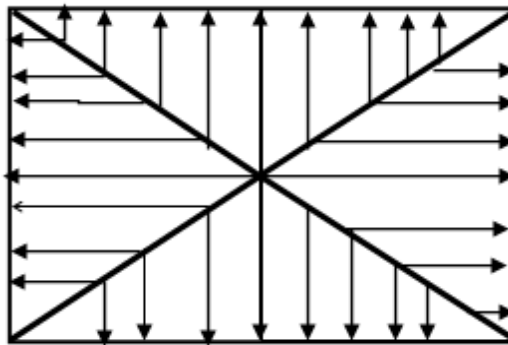


Figure VI.10: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

4. Détermination des charges :

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}} \right) = \left(217.92 - \frac{9704.39}{512.27} - \frac{1895}{151.6} \right) = 186.47 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(173.54 - \frac{9704.39}{512.27} - \frac{1895}{151.6} \right) = 142.09 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens X-X :

$$L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6) = 3.45 (0.5 - 0.9^2/6) = 1.26 \text{ m.}$$

$$L_T = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4) = 3.45 (0.5 - 0.9^2/4) = 1.03 \text{ m.}$$

Sens Y-Y :

$$L_m = L_y (0.5 - \rho_x^2/6) = 3.8 (0.5 - 0.9^2/6) = 1.39 \text{ m}$$

$$L_T = L_y (0.5 - \rho_x^2/4) = 3.8 (0.5 - 0.9^2/4) = 1.13 \text{ m}$$

- **Sens longitudinal :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 186.47 \times 1.26 = 234.95 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 142.09 \times 1.26 = 179.03 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 186.47 \times 1.03 = 192.06 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 142.09 \times 1.03 = 146.35 \text{ KN/ml}$$

- **Sens transversal :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 186.47 \times 1.39 = 259.19 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 142.09 \times 1.39 = 197.51 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 186.47 \times 1.13 = 210.71 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 142.09 \times 1.13 = 160.56 \text{ KN/ml}$$

- *Sens longitudinal :*

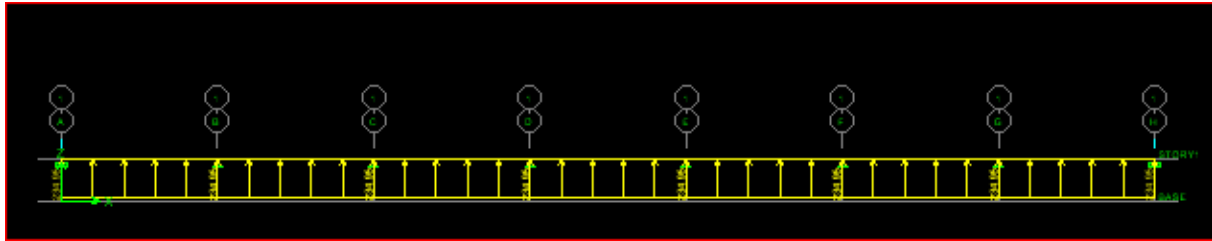


Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

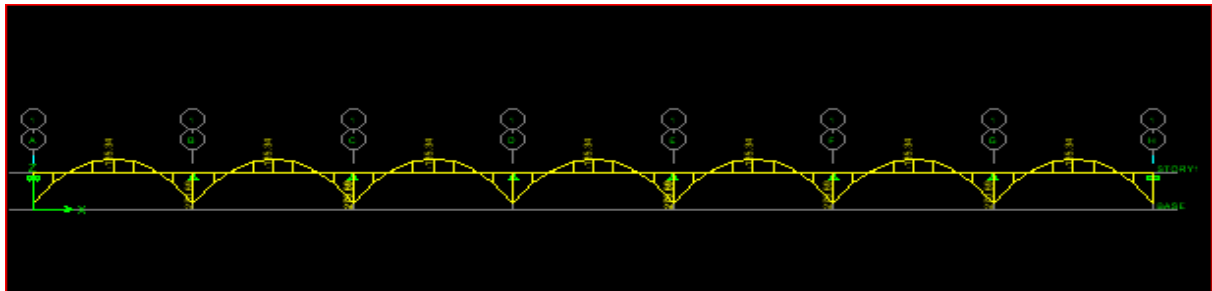


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

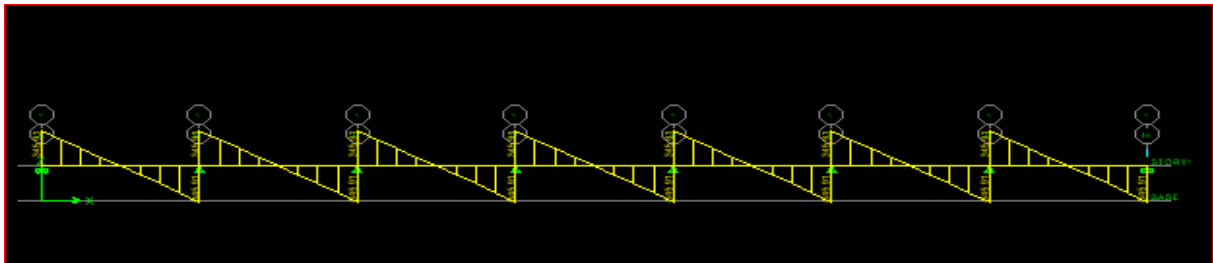


Figure VI.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

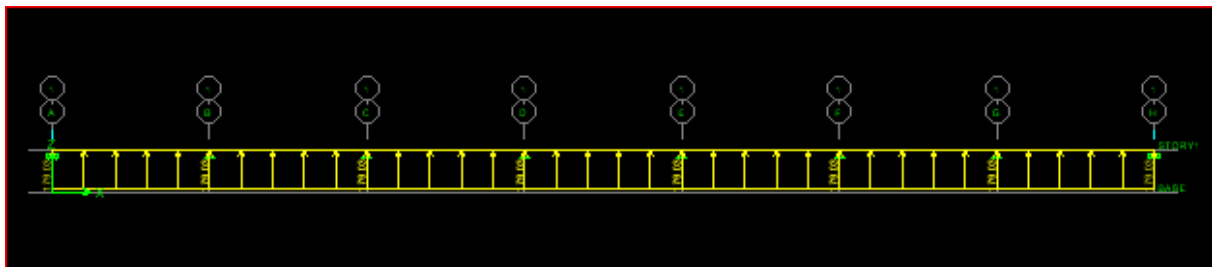


Figure VI.14: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

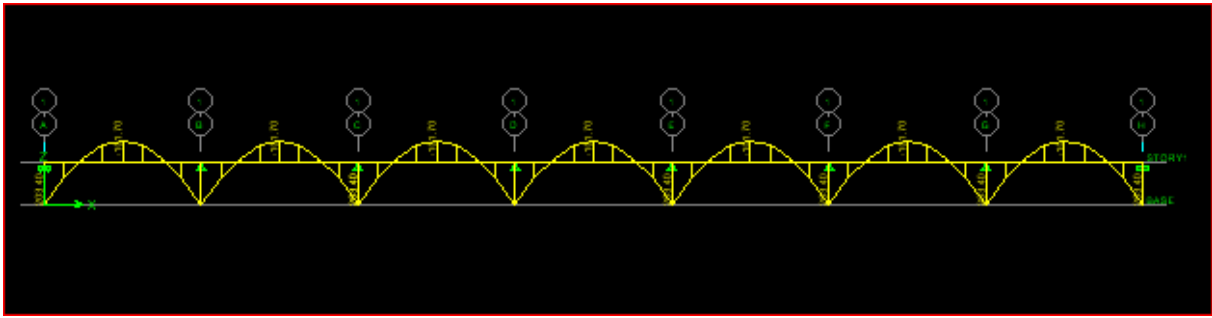


Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

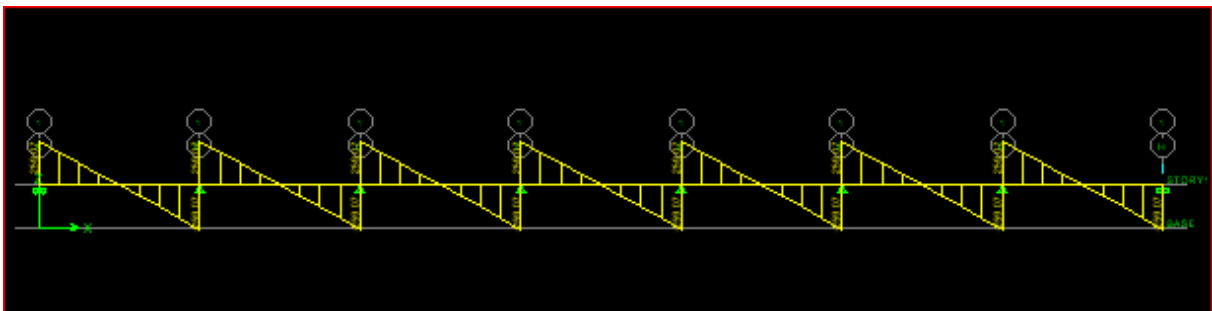


Figure VI.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Sens transversal :

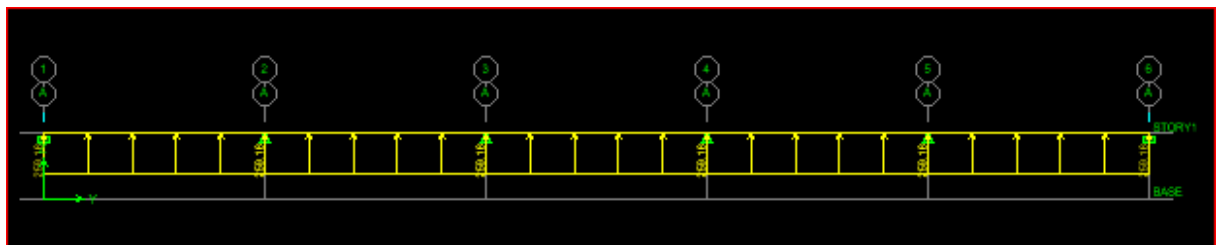


Figure VI.17 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

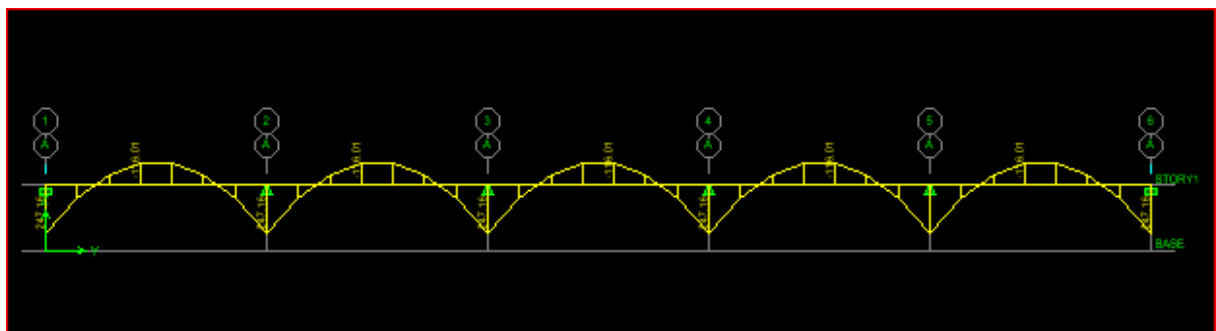


Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

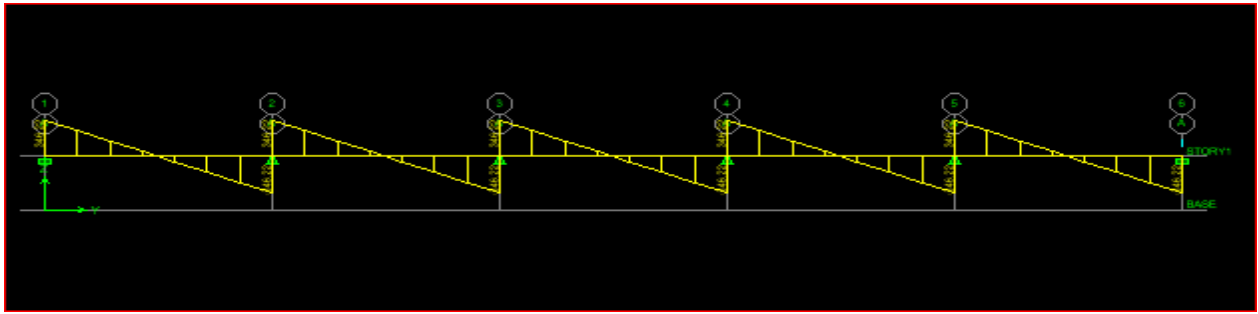


Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

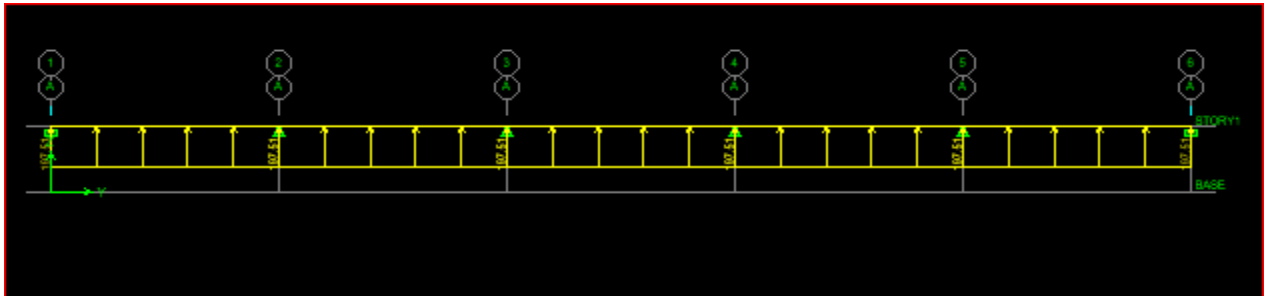


Figure VI.19: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

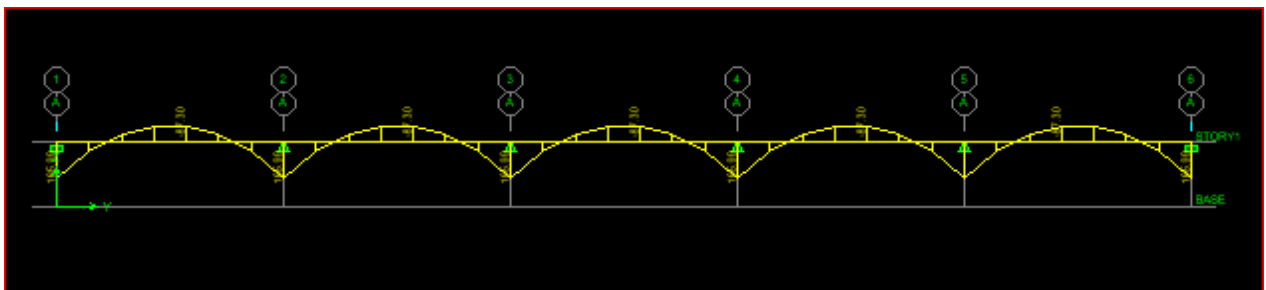


Figure VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

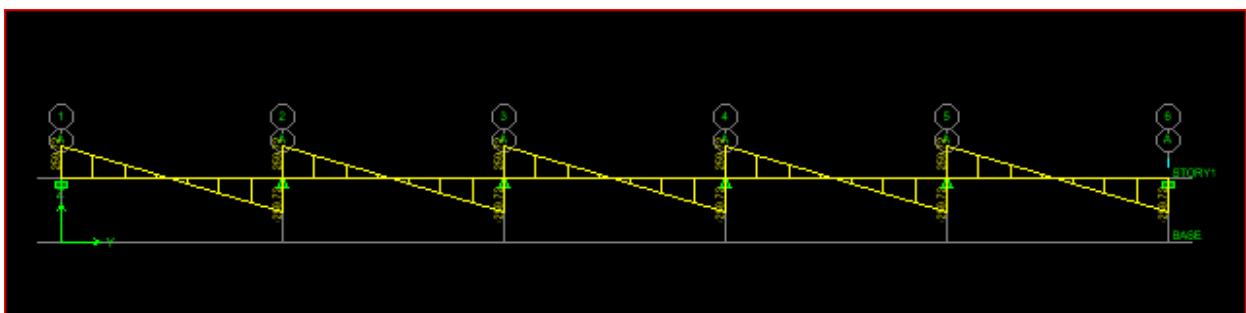


Figure VI.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

4. Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN. m)	270.69	203.40	247.16	185.99
M_t^{max} (KN. m)	135.34	101.70	116.01	87.30
T_{max} (KN)	345.91	259.07	346.22	259.72

Tableau VI.8 : Efforts internes dans les nervures.

• Armatures longitudinales :

b = 50 cm, h = 80cm, d = 72 cm, $f_{bc} = 14, 2$ MPa, $\sigma_{st} = 348$ MPa

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_{st} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
X-X	appuis	270.69	0.073	0.9635	SSA	11.21	4HA14 Fil+ 4HA14 chap=12.32 cm ²
	Travée	135.34	0.036	0.982	SSA	5.50	4HA14 = 6.16 cm ²
Y-Y	appuis	247.16	0.067	0.9655	SSA	10.21	4HA14Fil+4HA12 chap =10.61cm ²
	Travée	116.01	0.032	0.984	SSA	4.7	4HA14Fil=6.16 cm ²

Tableau VI.9: Le ferrailage adopté pour la nervure.

• Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8$ mm.

• Espacement des armatures :

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{20, 16.8\} = 16.8cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40cm.$$

Soit : $S_t = 20$ cm.

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² 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 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

VI.3.3.9. Vérification à l'ELU:

1. **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 72 \times 2.1}{348} = 5 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 10.61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

- **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{345.91 \times 10^3}{500 \times 720} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{346.22 \times 10^3}{500 \times 720} = 0.98 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3.10. Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

a. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \\ \bullet \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

b. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	203.40	12.32	0.342	39.95	0.909	252.26	348	6.31	15	vérifié
	Travée	101.70	6.16	0.171	43.56	0.9146	250.51	348	5.75	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	185.98	10.61	0.294	59.19	0.9326	261.06	348	4.41	15	Vérifié
	Travée	87.30	6.16	0.171	43.56	0.9146	215.21	348	4.94	15	vérifié

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

VII. Mur Plaque :**Introduction :**

Les murs de soutènement, sont des ouvrages en béton armé. Destinés à reprendre les poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VII.1. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VII.2. Détermination de la charge des terres derrière le voile périphérique :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. La charge de poussée des terres est donnée par : $\sigma_h = \sigma_v \times K_a$ Avec : K_a : coefficient de poussée des terres

σ_v : contrainte verticale. $\sigma_v = \gamma h \times H$

➤ **Condition d'application de la méthode de Rankine :**

- le sol est horizontal.
- paroi vertical.
- pas de frottement sol-mur.

Dans notre cas, toutes les conditions sont satisfaites, ce qui nous amène à dire que la méthode de Rankine est applicable.

VII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $c = 0$
- Charge d'exploitation éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_{sol}} = 500 \text{ kN/m}^2$

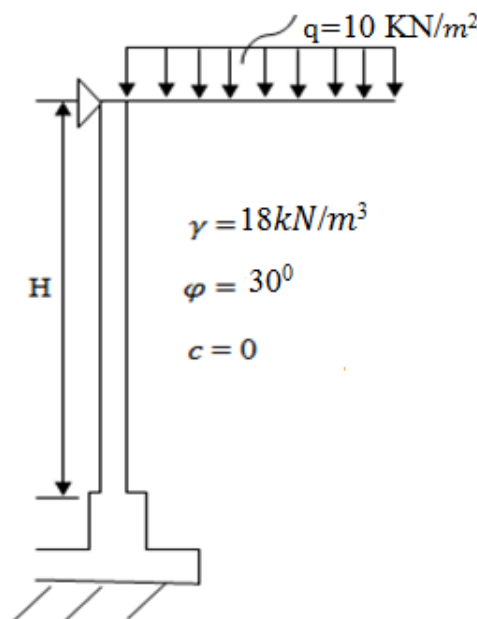


Figure. VII.1. : schéma statique du mur plaque du sous sol

VII.4. Contrainte s'exerçant sur la face du mur:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes:

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

Avec : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

$\sigma_v = q + \gamma h$ Avec $0 < h < H$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin\theta)}{\cos\theta}$$

θ : Angle de frottement interne

$$K_0 = \frac{(1 - \sin_{30})}{\cos_{30}} = 0.57$$

➤ A l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(1,5 \times 10) = 8,55kn/m^2$$

$$h = 3,40m \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(1,35 \times 18 \times 3.4 + 1,5 \times 10) = 55.64kn/m^2$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(10) = 5,70kn/m^2$$

$$h = 3,65m \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(18 \times 3,40 + 10) = 40.58 kn/m^2$$

a. diagrammes des contraintes :

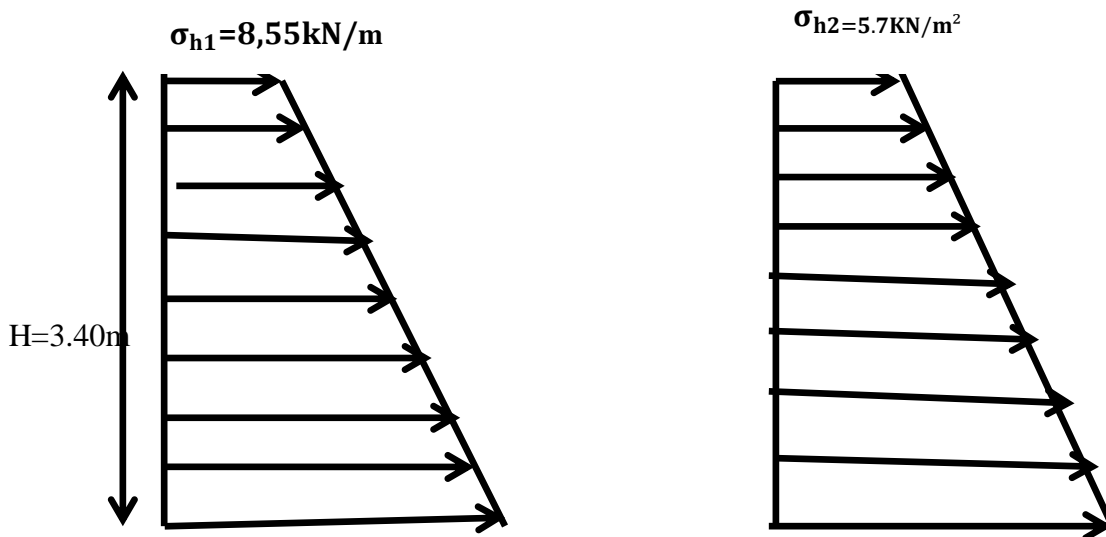


Figure VII.2.diagrammes des contraintes

a. Détermination des moments :

Charge moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

b. Identification des panneaux :

$$L_x = 3,40m$$

$$L_y = 3,80m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{3,80} = 0,89 > 0,4$$

⇒ Le panneau travail dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0468$$

$$\mu_y = 0,759$$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0,85**

Moment d'encastrement sur les côtés :

0,5 (appuis intermédiaire)

0,3 (appuis de rive)

c. charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

➤ **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 55.64 + 8,55}{4} = 43.87 \text{ kn/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 40.58 + 5,70}{4} = 31.86 \text{ kn/ml}$$

❖ Calcul des moments

➤ **ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0468 \times 43.87 \times 3,40^2 = 23.73 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,759 \times 23.73 = 18.01 \text{ kn.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0539 \times 31.86 \times 3,40^2 = 19.85 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,832 \times 19.85 = 16.52 \text{ kn.m}$$

❖ Correction des moments :

ELU :

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 23.73 = 11,87 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 23.73 = 20.17 \text{ kn.m}$

Sens yy :

➤ Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 18.01 = 9,005 \text{ kn.m}$

➤ En travée : $M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 18.01 = 15.31 \text{ kn.m}$

ELS :

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 19.85 = 9.92 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 19.85 = 16.87 \text{ kn.m}$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 16.52 = 8.26 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 16.52 = 14.04 \text{ kn.m}$

VII.5. ferrailage du mur plaque : Calcul des sections d'armatures.

1. les armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur b de Un mètre linéaire (b=1 m) et d'épaisseur de 20 cm ($e_p=20\text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_\mu}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

sens	zone	M_μ [kn.m]	μ	μ_1	section	β	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	A_{adop} [cm ²]
Xx	appui	11,87	0,029	0,392	SSA	0,9855	2.03	2,05	5HA12	5,65
	travée	20.17	0,049	0,392	SSA	0,9745	3.49	2,05	5HA12	5,65
Yy	appui	9,005	0,022	0,392	SSA	0,989	1.54	2,05	5HA12	5,65
	travée	15.31	0,037	0,392	SSA	0,9815	2,64	2,05	5HA12	5,65

Tableau VII. 1 : Ferrailage de mur plaque.

2. les armatures transversales :

➤ Travée :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ appuis :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

VII.6. Vérification à l'ELU :

1. **Espacement des armatures :** L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
Armatures principales $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Dans le sens yy $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05\text{cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 = $5,65\text{cm}^2 > 2,05\text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Dans le sens yy = 5HA12 = $5,65\text{cm}^2 > 2,05\text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

3. **Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.23) :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\sigma_e}{4\tau_u} \text{ et } \tau_u = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42,32\text{cm}$ on prend $L_s = 45\text{cm}$

Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35,27\text{cm}$ on prend $L_s = 40\text{cm}$

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 selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 16,93\text{cm}$ on prend $L_s = 18\text{cm}$

Pour $\emptyset 10$: $L_s = 14,10\text{cm}$ on prend $L_s = 16\text{cm}$

VII.7. Vérification à l'ELS :

1. **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91 modifiées 99)**

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier $\eta = 1,6$ pour des HA > 6mm,

$\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1,3$ pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max \left(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266,66; \max(200; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa.}$$

2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99)

a. Sens xx :

✓ Contrainte dans l'acier :

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

➤ Aux Appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,92 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 113,49 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{113,49}{40,56} = 2,80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En Travées :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,87 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 193 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{193}{40,56} = 4,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a. Sens yy :

✓ **Contrainte dans l'acier :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,26 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 94,50 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{94,5}{40,56} = 2,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,04 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 160,63 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{160,63}{40,56} = 3,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h : hauteur totale (20cm)

l : Portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment isostatique max de la travée

A_s : Section des armatures

b : Largeur de la section

d : Hauteur utile de la section droite

Sens xx :

$$M_t = 16.87 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 31.86 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{31.86 \times 3.40^2}{8} = 46.04 \text{ kn.m}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{16.87}{10 \times 46.04} = 0,03 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens yy :

$$M_t = 14.04 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 31.86 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{31.86 \times 3.8^2}{8} = 57.51 \text{ kn.m}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{14.04}{10 \times 57.51} = 0,024 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Contrainte tangentielle : (Art A .5.1.1/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

$$T_x = q_s \times l_x = 31.86 \times 3,40 = 108.32 \text{ kn.}$$

$$T_y = q_s \times l_y = 31.86 \times 3,8 = 121.07 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{121.07 \times 10^3}{10^3 \times 170} = 0.712 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313/BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

Sens xx :

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 108,32 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 1,42 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MP} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens yy :

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 121,07 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 1,58 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MP} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Recommandations du RPA : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m² de HA 8.

Conclusion

Dans le cadre de ce modeste travail, nous avons pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et nous avons pu aussi nous initier au travail avec le logiciel ETABS 9.6.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire, et de faire un certain nombre de conclusions.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes et des règlements que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus (DTR, RPA.....), cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures

Le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résiste mal à la torsion.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

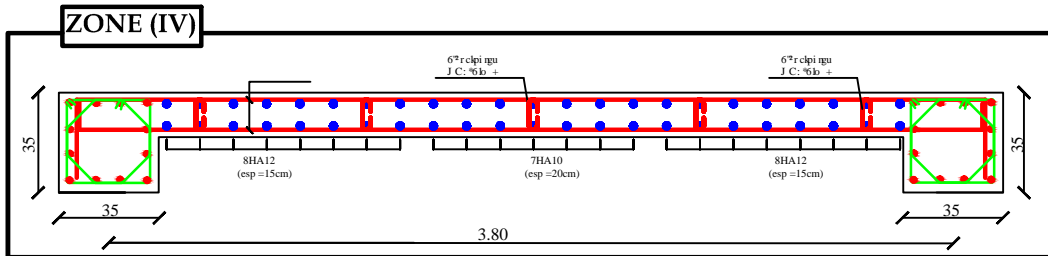
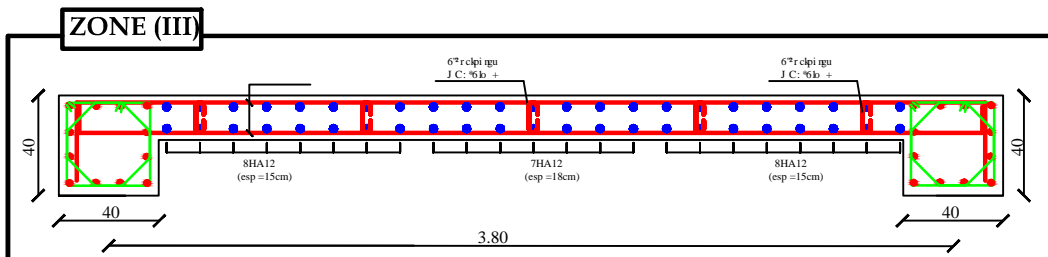
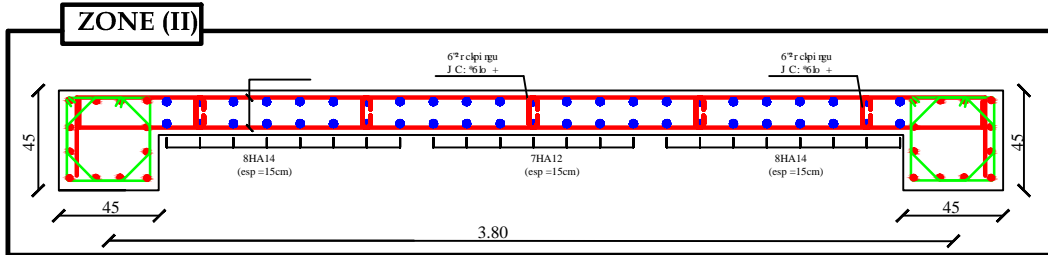
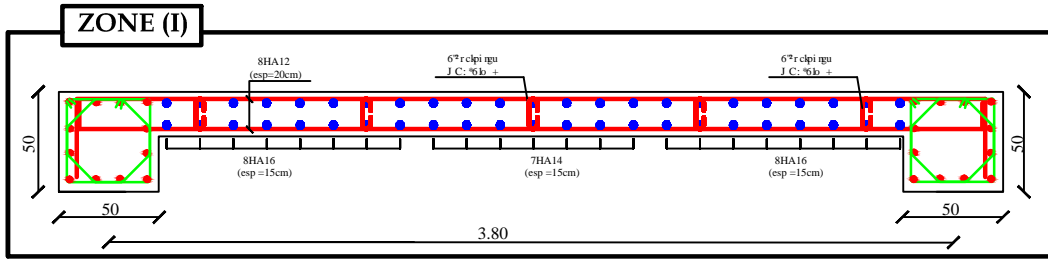
Enfin ce travail n'est qu'une petite partie de notre parcours dans le domaine du génie civil, qui nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Bibliographie

- ✚ Règles parasismiques algériennes RPA99 /version 2003.
- ✚ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisées 99, Règle BAEL 91 modifié 99, Règle BAEL 91.
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armée CBA93.
- ✚ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✚ Document technique réglementaire DTR .C3.1.1 (isolation acoustique des parois aux bruits aériens)
- ✚ Document technique réglementaire DTR C 2.4.6 (règles de conception et de calcul des structures en bois).
- ✚ Eurocodes 5 (règles de calcul et de conception des charpentes en bois).
- ✚ Livre (éléments de base pour la conception et la construction de charpentes légères pour toitures à pans inclinés (Paul Gut).
- ✚ Livre (ouvrages en béton armé) H.RENOUD.
- ✚ Introduction au béton prendraient (livre A.ADJRAD)

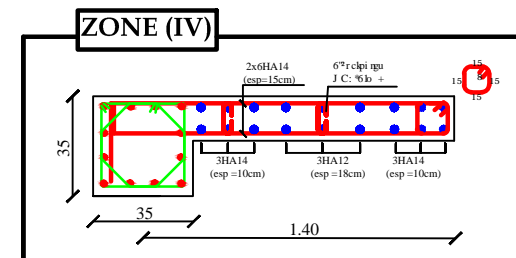
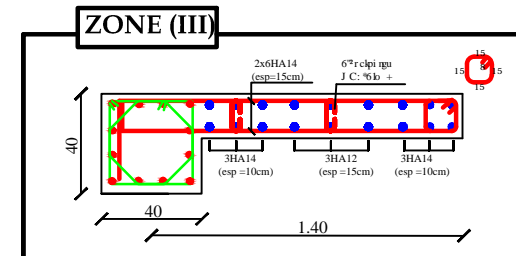
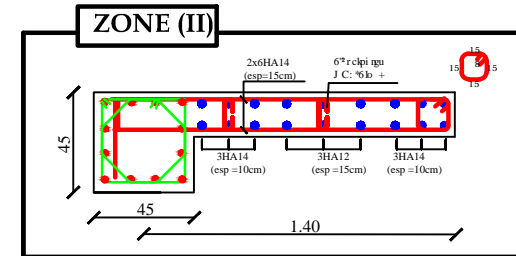
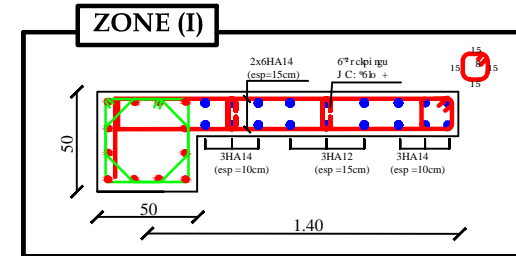
Voile Transversal : VT

-L=3.80m



Voile Longitudinal: VL 01

-L=1.40m



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL
VL et VT**

Pour les Zones (I) - Zone (II) - Zone (III)

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BOUBOUZAL Hayet

-M^{elle} NAFAA Kahina

Titre :

**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL
VL et VT**

Plan N°:16

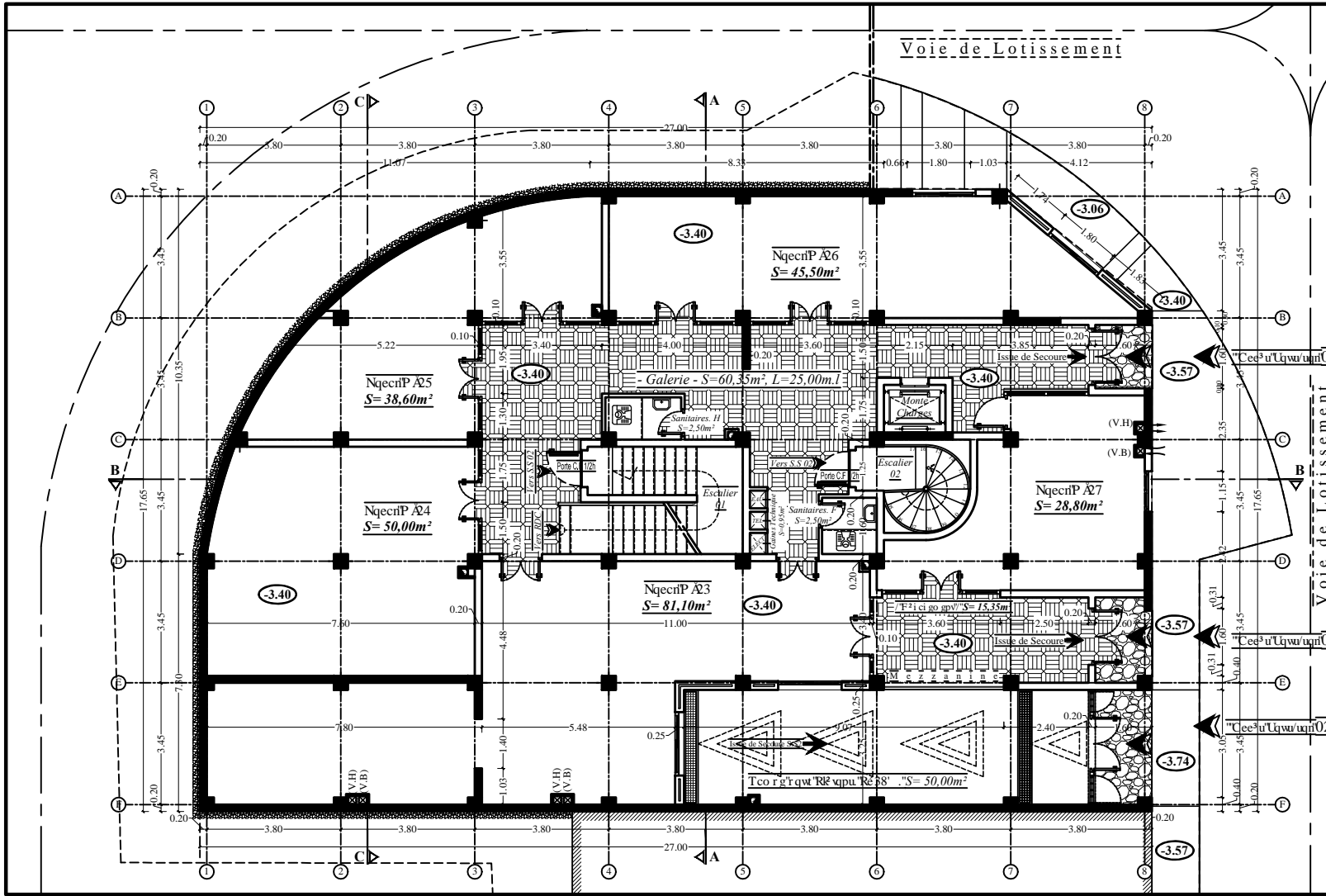
Dirigé par :

-M^r BENTEYEB.F


Promotion:
2019-2020

05- PLAN DU SOUS-SOL 01 (COMMERCES), (NIV: - 3.40)

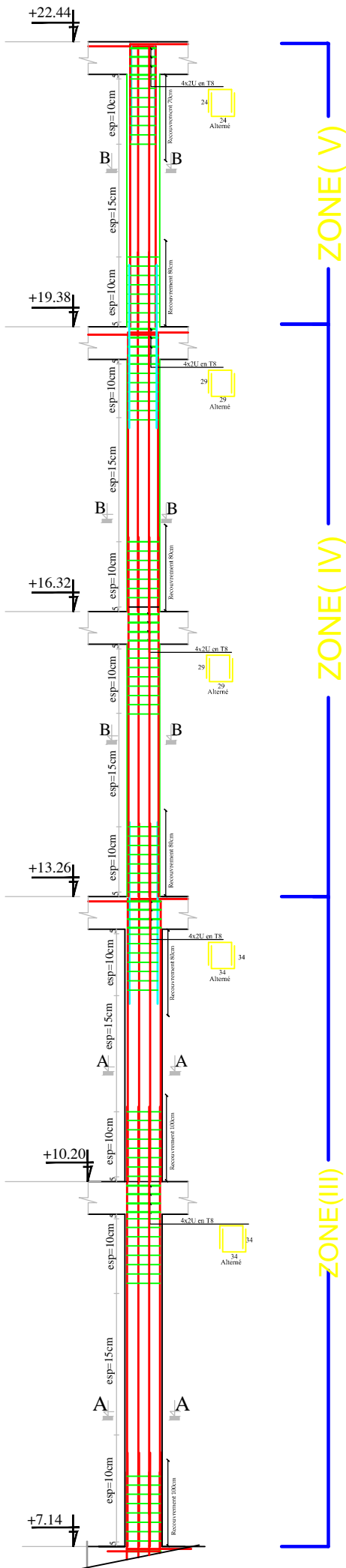
ECHELLE 1/50 EME



* LÉGENDE *	
Ø (V.H) "X g p k v k p J c w g P c w t g n g r q w l g u D q z g u" L q w u q n 24 P k z / 80 2 z Q w g r w t g l w t h z a c f g 0	
Ø (V.B) "X g p k v k p D c u g P c w t g n g r q w l g u D q z g u" L q w u q n 24 P k z / 80 2 z Q w g r w t g l w t h z a c f g	

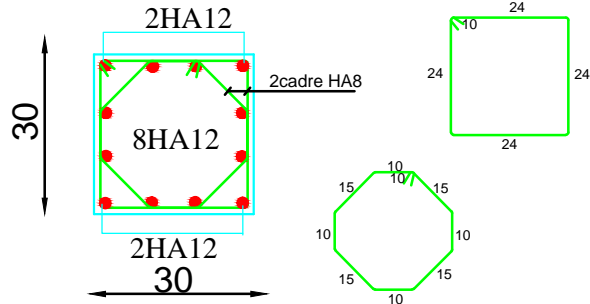
- OBSERVATIONS -	
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Bureau d'Etudes Techniques d'Architecture et d'Urbanisme Chafaa Building Workshop Qualité Architecturale	
PROJET	- PROMOTION IMMOBILIÈRE EN R+5+COMBLE+2 SOUS-SOLS -
OBJET	- (27 APPARTEMENTS + 15 LOCAUX + 12 BOXES) -
DOSSIER	- DEMANDE DE PERMIS DE CONSTRUIRE -
TITRES	05- Plan du Sous-sol 01, Niveau: - 3.40, Echelle 1/50ème.
RECEPTE	5/15
ECHELLE	1/50 g
REVISION	-A6-
DATE	25/06/2020
ADRESSE	Lotissement: 64 LOTS OULMI (ROUTE DE CONSTANTINE) / Nq/P A4560 Uge/kp P A83 - Commune: BOUIRA - Daira: BOUIRA - Wilaya: BOUIRA.
MATRE D'OUVRAGE	Mme. BELHADI Ouiza
MATRE D'OEUVRE	

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (III), Zone (IV) et Zone (V)



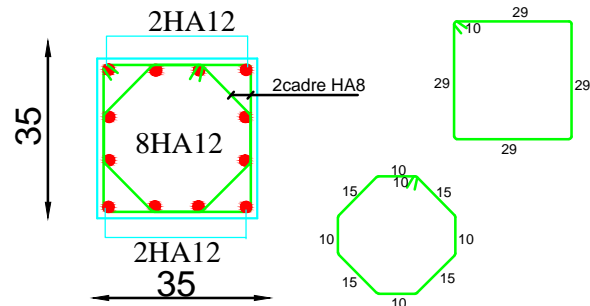
Coupe 5-5

ZONE(V) :Poteau 30x30



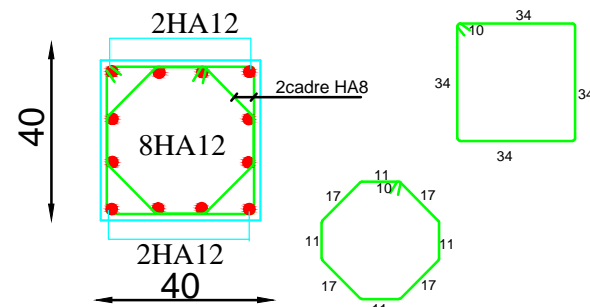
Coupe 4-4

ZONE(IV) :Poteau 35x35



Coupe 3-3

ZONE(III) :Poteau 40x40



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} BOUBOUZAL Hayet
 -M^{lle} NAFAA Kahina

Dirigé par :

-M^r BENTEYEB.F

Titre :

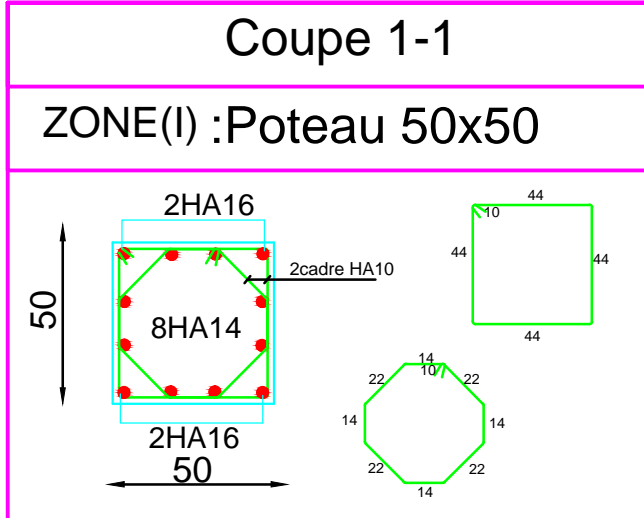
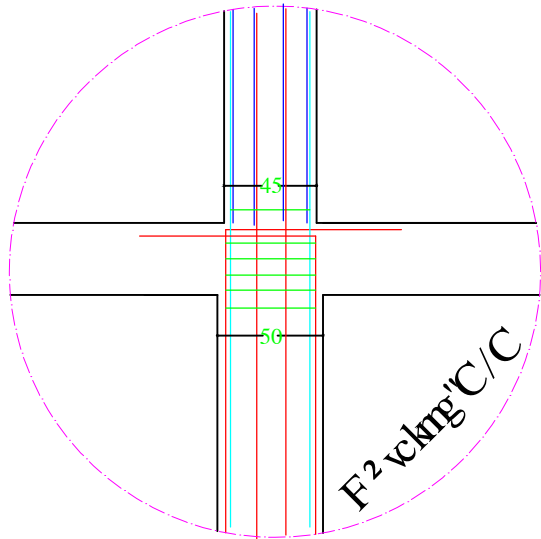
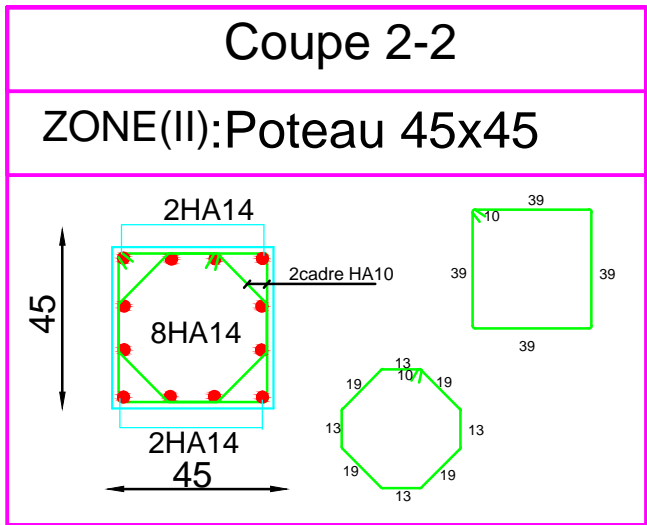
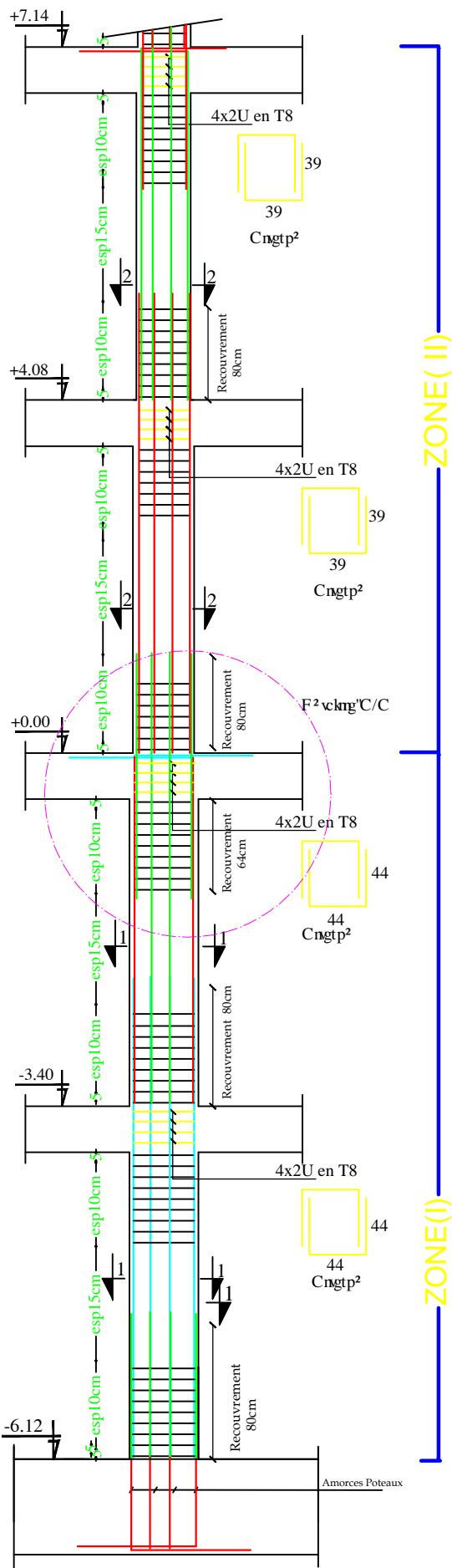
FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (III), Zone (IV) et Zone (V)

Plan N°:16

Promotion:
 2019-2020

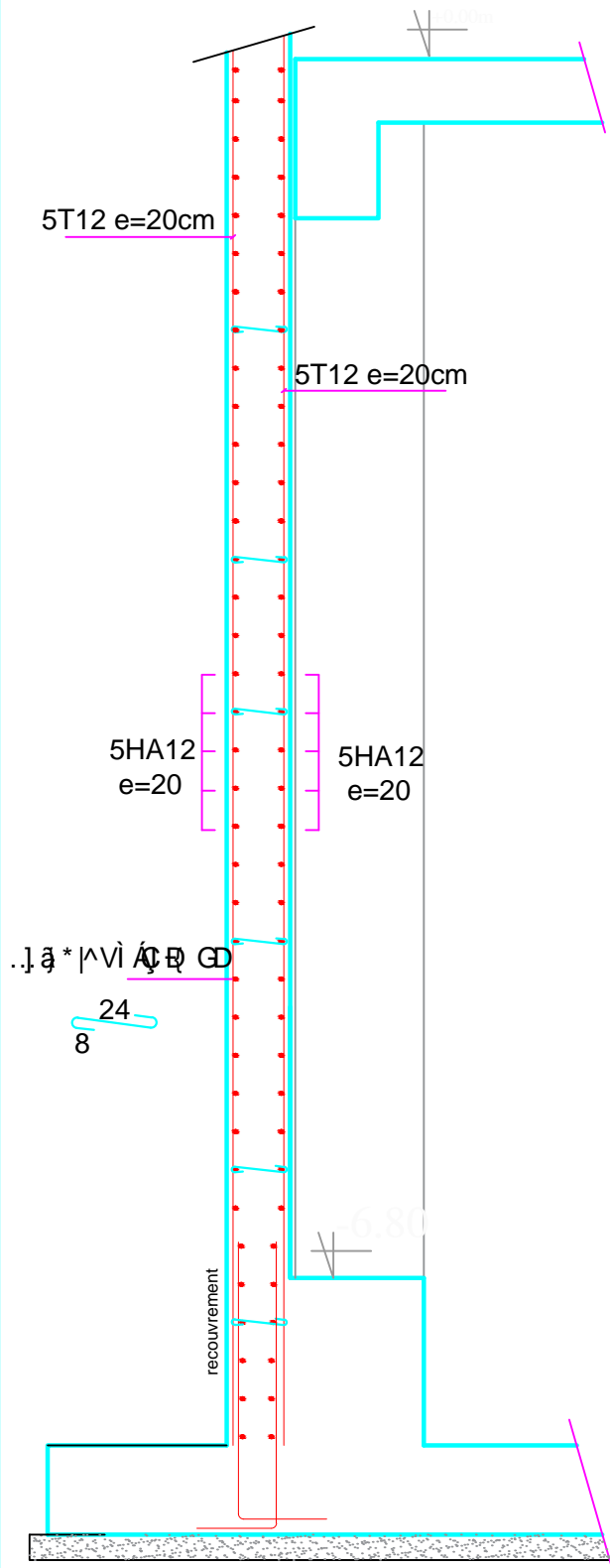
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II)

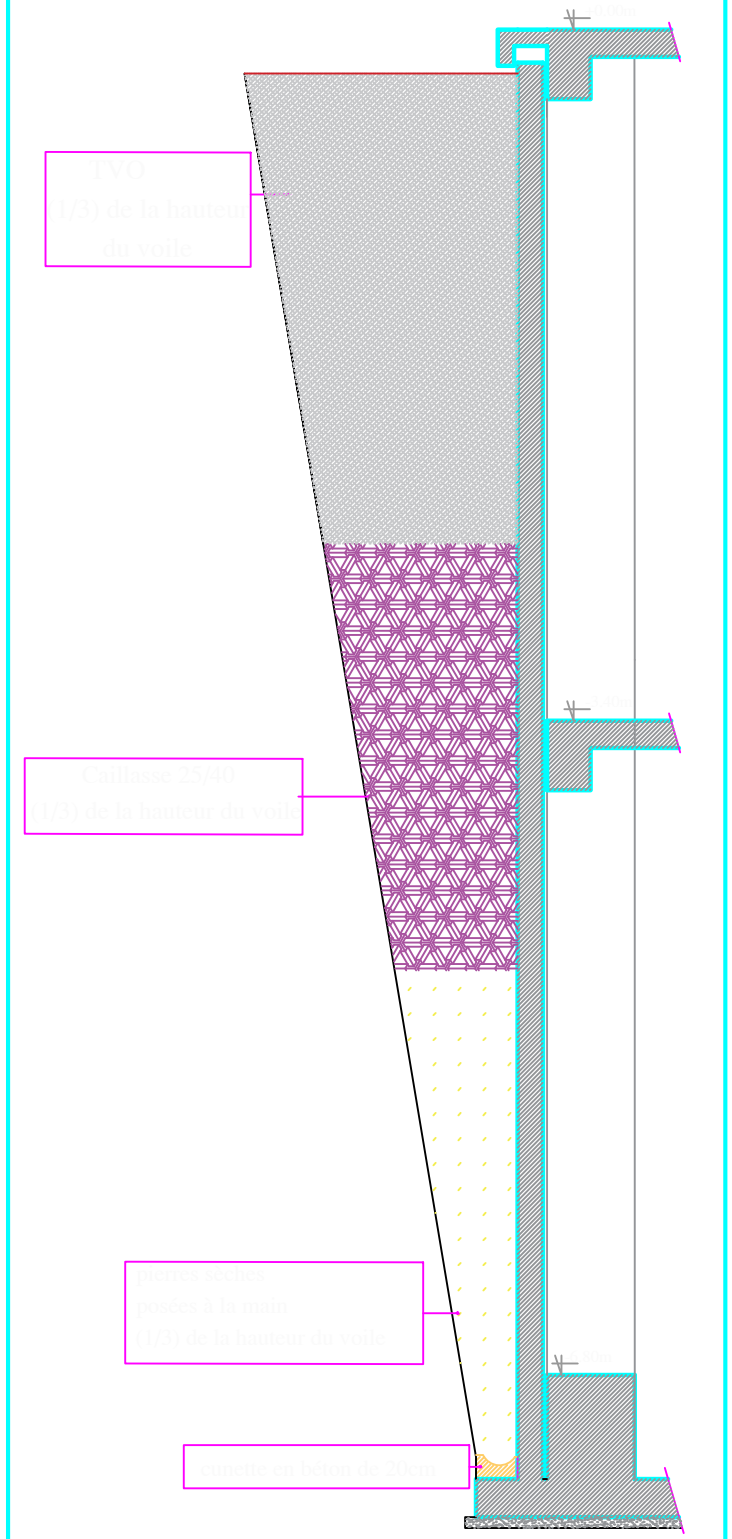


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{lle} BOUBOUZAL Hayet -M ^{lle} NAFAA Kahina	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II)	Plan N°: 16
Dirigé par : -M ^r BENTEYEB.F		Promotion: 2019-2020

Détails de ferrailage mur plaque



Détails de drainage derrière mur plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} BOUBOUZAL Hayet
-M^{lle} NAFAA Kahina

Titre :

FERRAILLAGE MUR PLAQUE

Plan N°:16

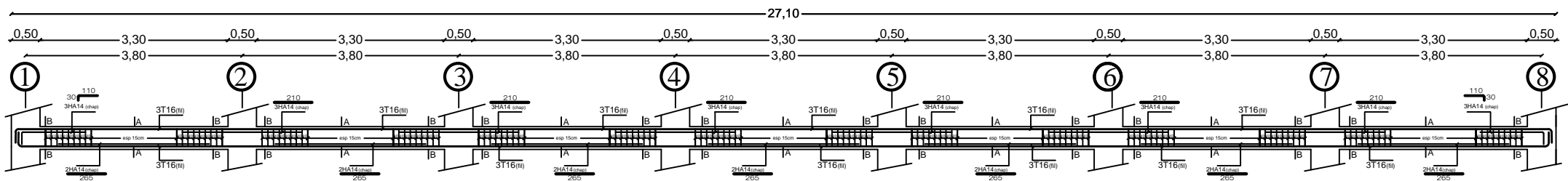
Dirigé par :

-M^r BENTEYEB.F

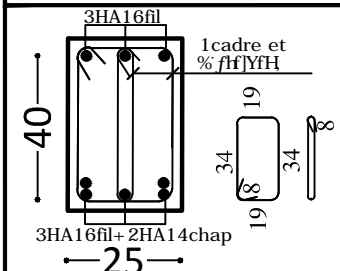
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DES POUTRES

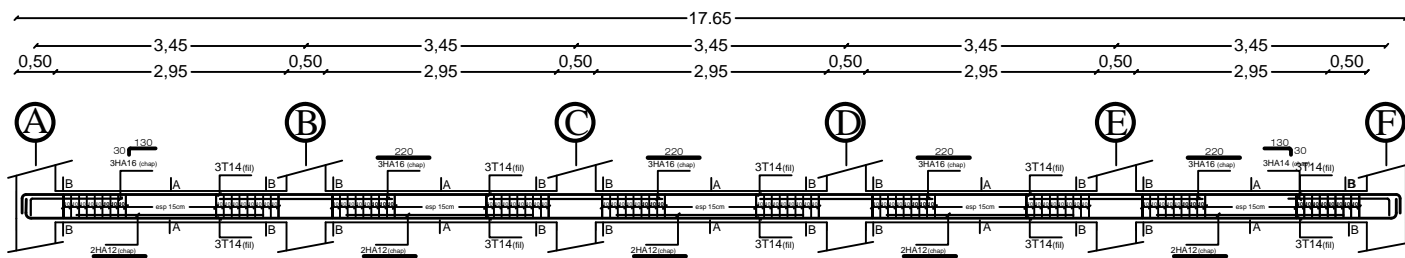
Hgttckmci g'f gu'r qwt gu'r tkpek crgu '*47Z 62+eo "cz gu<"C =D =E =F =G"gv'H



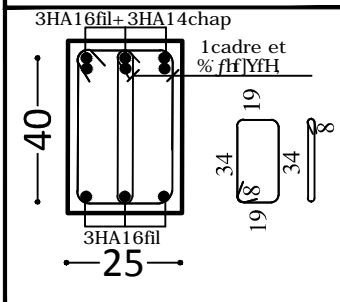
Coupe A-A/Travée



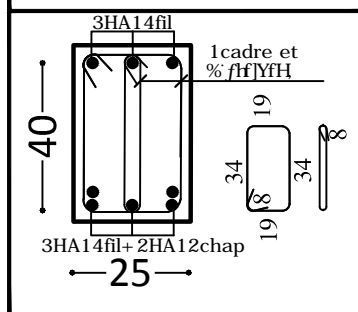
Hgttckmci g'f gu'r qwt gu'"ugeqpf ck gu '*47z 62+eo "hkgu<"3 =4 =5 =6 =7"=8 =9gv'.



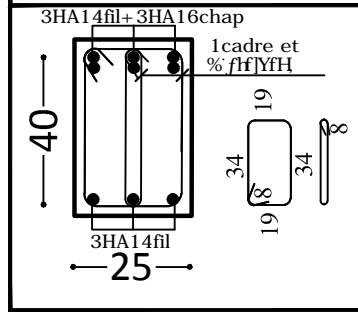
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BOUBOUZAL Hayet
 -M^{elle} NAFAA Kahina

Titre :

FERRAILLAGE DES POUTRES

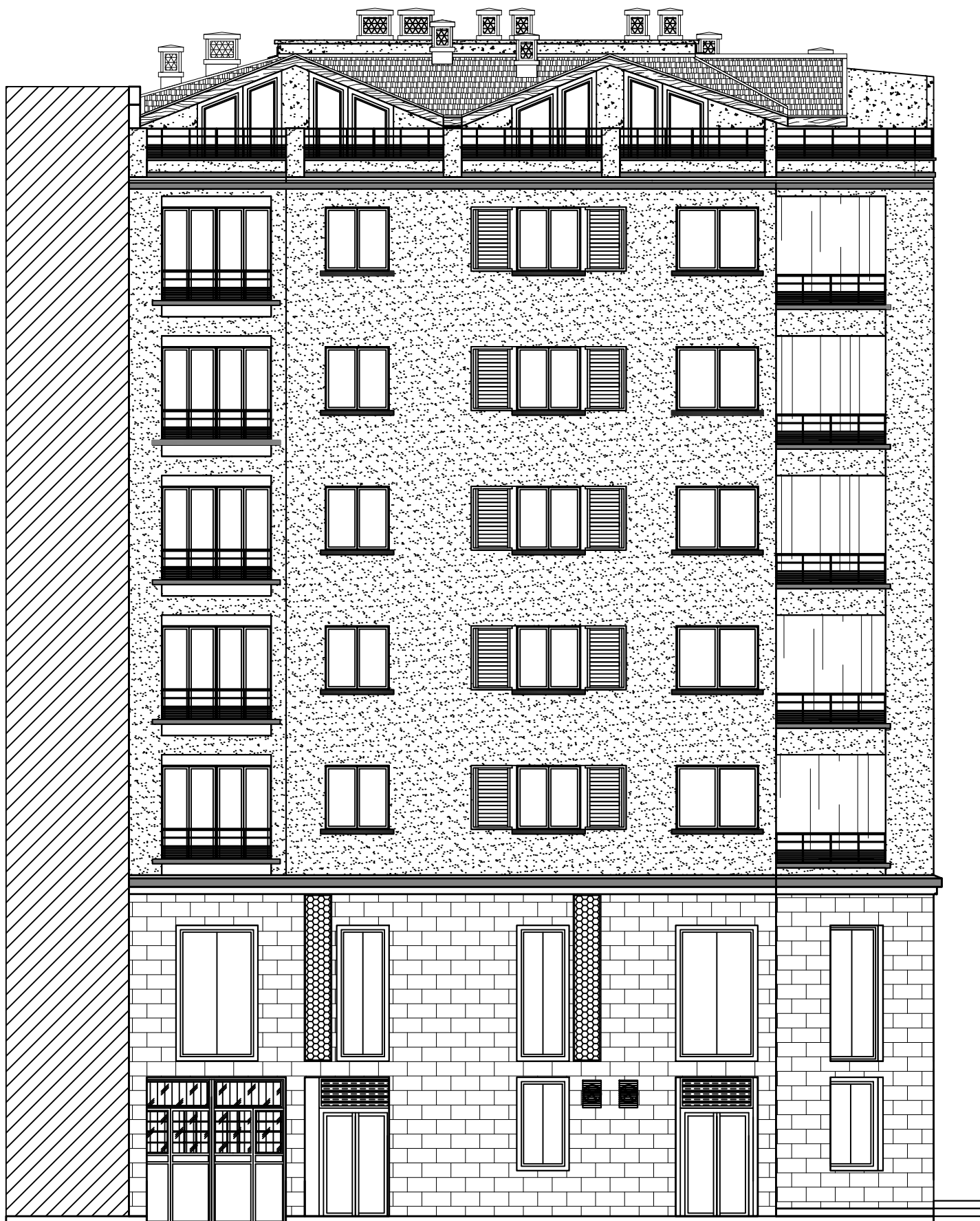
Plan N°:16

Dirigé par :

-M^r BENTEYEB.F

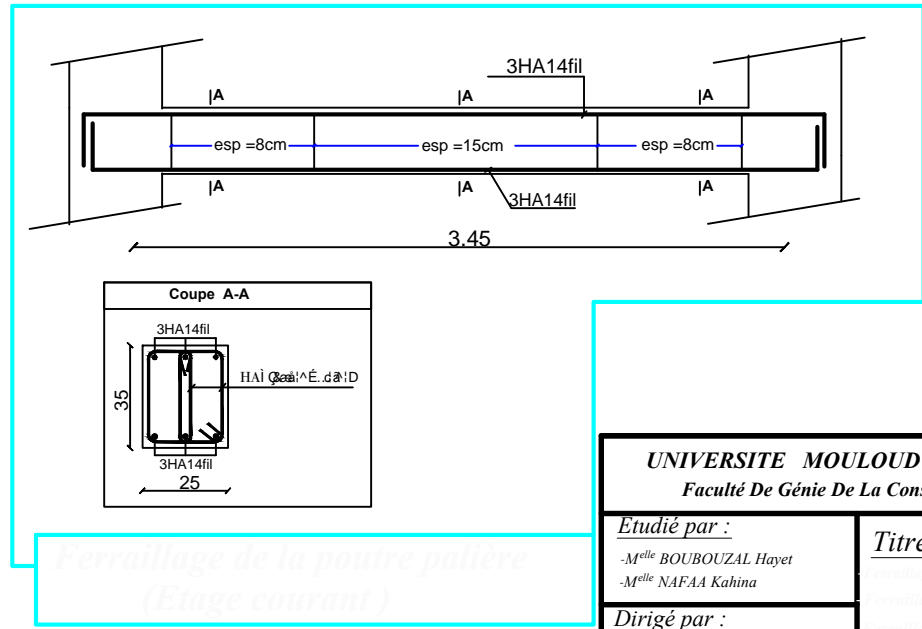
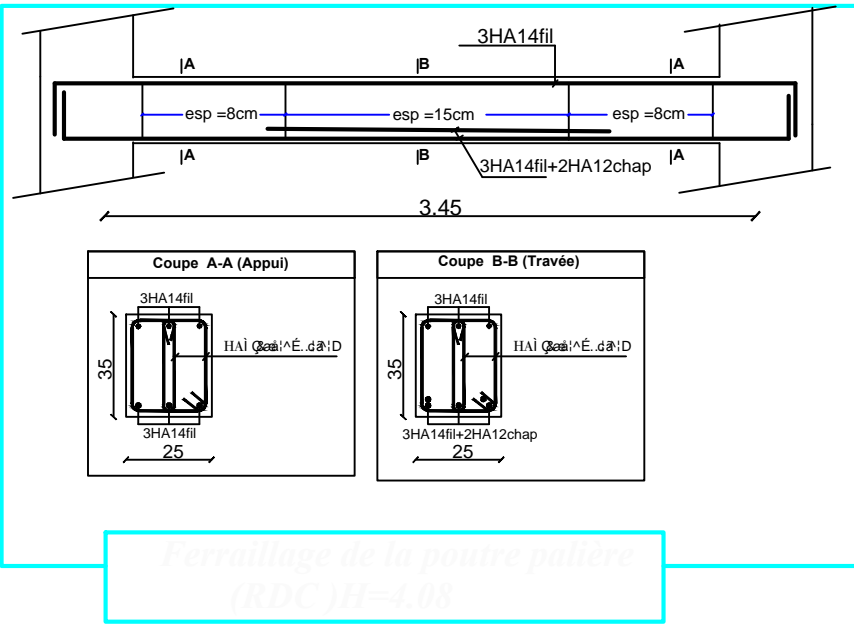
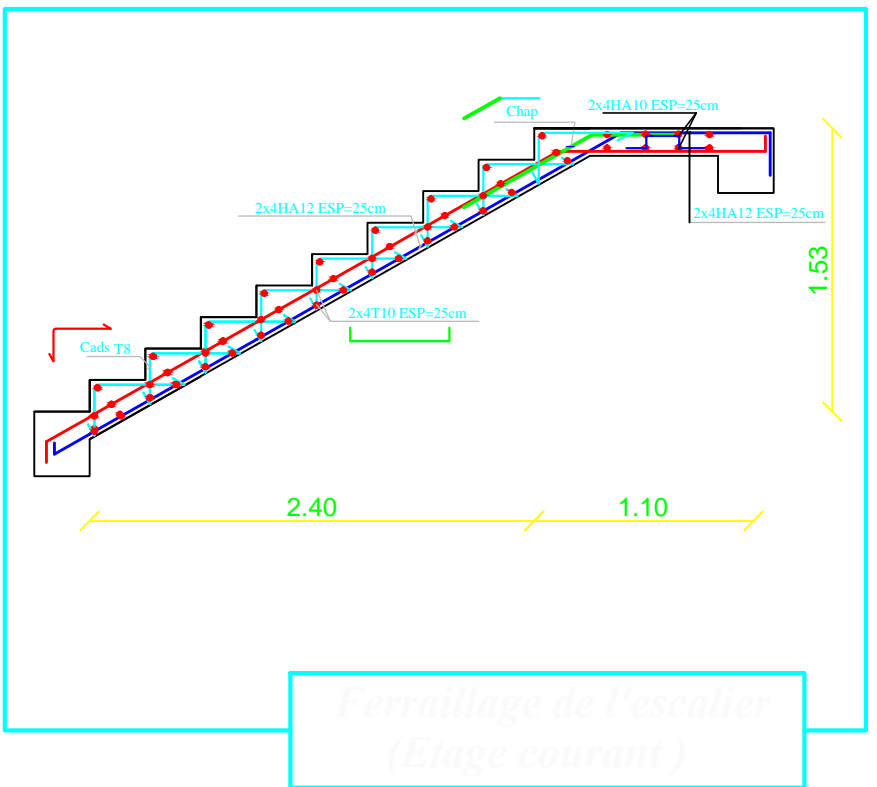
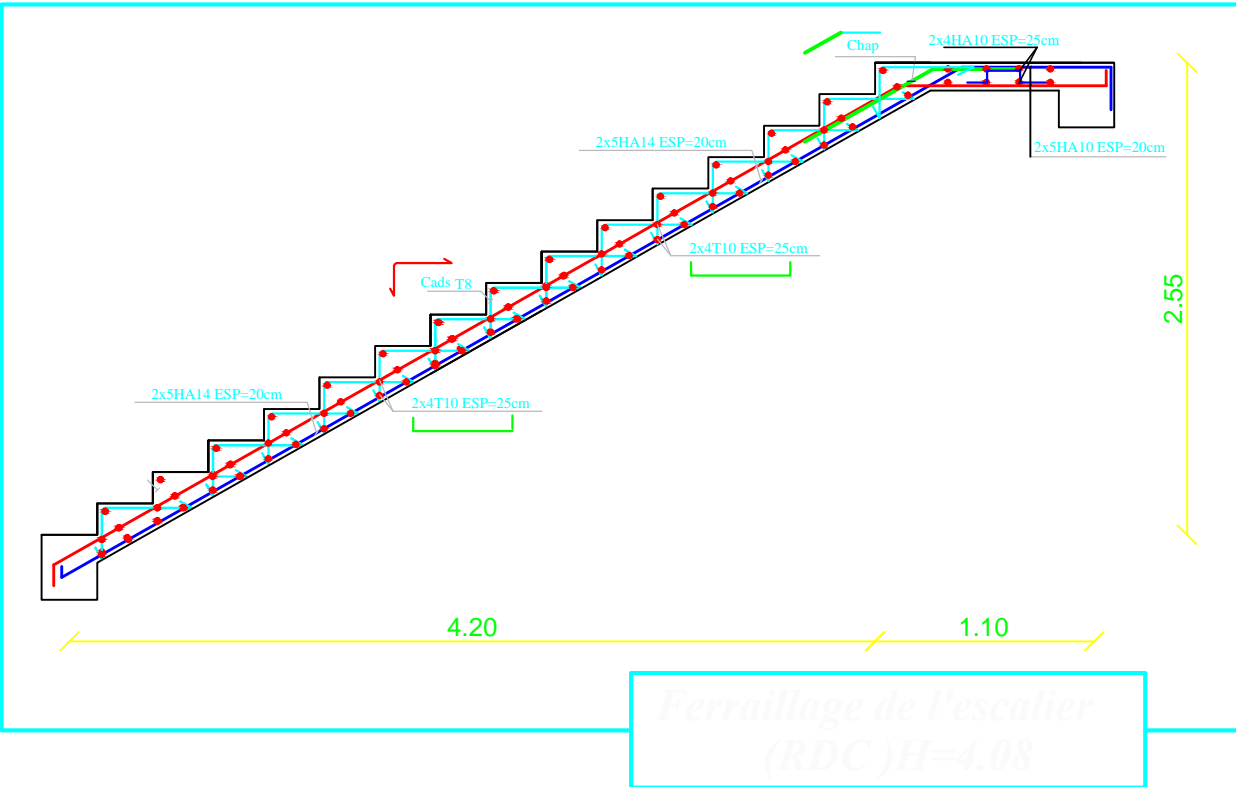
Promotion:
 2019-2020

13- FAÇADE SUD-EST - ECHELLE $\frac{1}{50}$ ÈME -

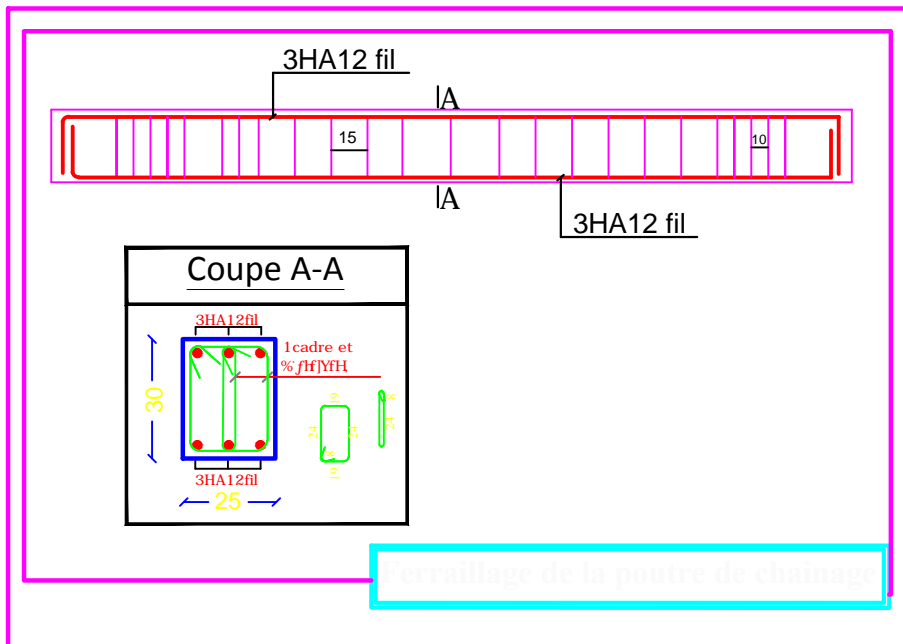
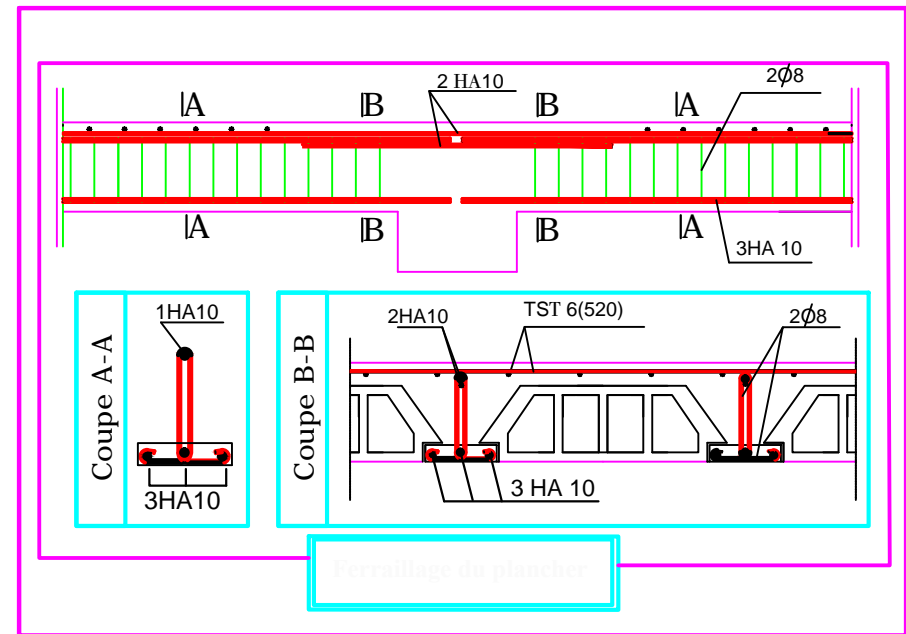
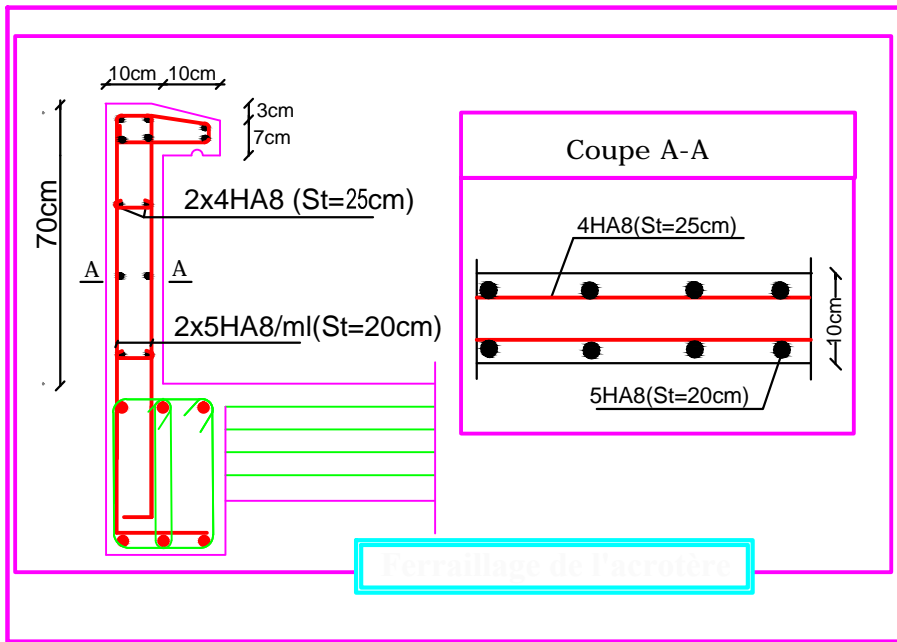


15- FAÇADE NORD-OUEST - ECHELLE $\frac{1}{50}$ EME





UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} BOUBOUZAL Hayet -M ^{elle} NAFAA Kahina	Titre : Ferraillage de l'escalier (RDC) H=1.08 Ferraillage de l'escalier (Etage courant) Ferraillage de la poutre palière	Plan N°:16
Dirigé par : -M ^{me} BENTEYEB.F		Promotion: 2019-2020



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} BOUBOUZAL Hayet -M ^{elle} NAFAA Kahina	<u>Titre :</u> Ferrailage de l'acrotère Ferrailage de la poutre de chaînage Ferrailage du plancher	Plan N°:16
<u>Dirigé par :</u> -M ^r BENTEYEB.F		Promotion: 2019-2020

12- COUPE C-C - ECHELLE $\frac{1}{50}$ EME -

