



REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département
des Sciences et de la
Technologie
Signature:.....
Date :.....

**ÉTUDE D'UN BATIMENT A
USAGE D'HABITATION ET RDC
COMMERCIAL (R+9 +S/SOL)**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique
en Filière : génie civil
Spécialité : structure

Encadreur: **BOUBEKEUR
Toufik**

Signature:

Date:

Réalisé par : **HORABI Abdelaziz**

Signature:

Date:

Dr : ADIM Belkacem (Président)

Dr : BESSEGHIER (Examineur)
A/Rahmane

Dr : BOUBEKEUR Toufik (Encadreur)

Tissemsilt - 2017/2018

Sommaire

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	p 02
Introduction	P 02
I.1. Présentation de l'ouvrage	p 02
I.2. Description du bâtiment :	p 02
I.3. Conception structurelle:	p 04
I.4. hypothèses de calcul des sections en béton armé	P 13
Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT	p 15
Introduction.....	p 15
II.1.Prédimensionnement	p 15
II.2. Evaluation des charges et des surcharges	p 26
II.3. Descente de charge.....	p 32
Chapitre III : ELEMENTS SECONDAIRES	P 59
Introduction.....	p 59
III.1. l'acrotère	P 59
III.2. les escaliers	P 69
III.3. les balcons	p 82
Chapitre IV : ETUDE DES PLANCHES	p 91
Introduction.....	P 91
IV.1. Etude des planchers	p 91
IV.2. Dimensionnement des poutrelles	p 92
IV.3.ferraillage des planchers	p 124

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE	P126
Introduction.....	p 126
V.1. Caractéristiques dynamiques propres	p 126
V.2. Modélisation de la structure	p 127
V.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :	p 128
V.4. Etude sismique.....	p 130
Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
Introduction.....	p 141
VI.1.Ferraillage des portiques	P141
VII.2. Le Ferraillage	p145
Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Introduction.....	p 171
VII.1. etude de voile périphérique	p 171
VII.2.étude du fondation	p 177
VII.3. Calcul du radier	p 180
CONCLUSION GENERALE	p 196

Introduction:

Le projet qui j'ai été confié en vue de l'obtention du diplôme du Master 02 en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à «Tissemsilt», région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le RPA 2003.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er au 9ème étage à usage d'habitation avec quatre logements par niveau: 04 F3.

Le bâtiment sera implanté à TISSEMSILT classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le site est considéré comme meuble (S3).

I.2. Description du bâtiment :

- La bâtisse est composée de « 09 » étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée commercial avec un s/sol utilise comme parking

I .2.1.Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I .2.1.1. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

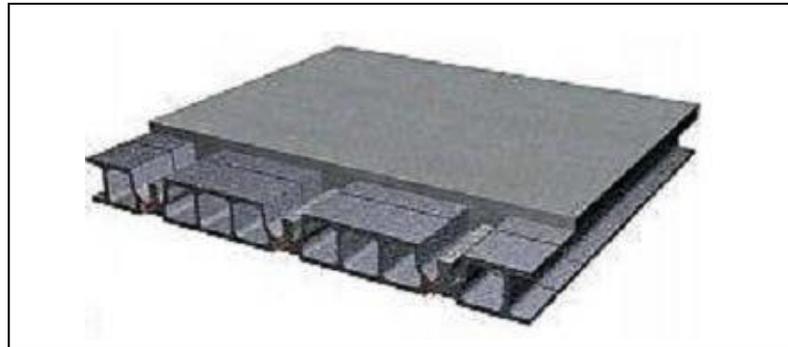


Figure I.1: Plancher à corps creux

I .2.1.2.Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines et ceci dans le but de rigidifier la structure comme les balcons.

I .2.2. Escaliers :

La structure comporte deux types d'escaliers réalisés en béton armé coulé sur place

- Le premier type d'escalier démarre du RDC jusqu'au dernier étage il est composé de trois volées et deux paliers de repos
- Le deuxième type d'escalier démarre de sous sol jusqu'à RDC il est constitué de deux volées et un paliers de repos

I .2.3. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de Vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I .2.4. Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I .2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition): ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I. 2.6. Caractéristique géométrique :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques

Dimensions	(m)
Dimension en plan	28.10×21,60
Hauteur totale (sans l'acrotère)	36.21
Hauteur du sous-sol	3,06
Hauteur du RDC	4,08
Hauteur des étages courants	3,23
La hauteur de l'acrotère	0. 60

I .3. Conception structurelle:

La construction est structurée en portiques au nombre de (06) dans le sens transversal et de 05 dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refonds pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance les efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

I.3.1. Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.3.2. Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.3.2.1. Le béton :

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

➤ La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

➔ **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

➔ **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

➔ **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$

➔ **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

➔ **La résistance** :

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section d=16cm ; h=32cm

La résistance est mesurée à l'age de 28 jours

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1) \dots \dots \dots [BAEL91]$$

Si $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j »jours notée f_{ij} ; est

conventionnellement définie par la relation :

$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$.

$f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa} \dots \dots \dots [BAEL91]$

➔ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'age de « j »jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} »est égale :

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$

$E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$

Le module de déformation différée « E_{vj} »à « j »jours du au fluage est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$E_{vj} = 10819\text{MPa}$

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) caractéristiques limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

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

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MAP})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MAP})$; si la fissuration préjudiciable.

3- Contrainte de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 25 \text{MPa}$$

4-Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit

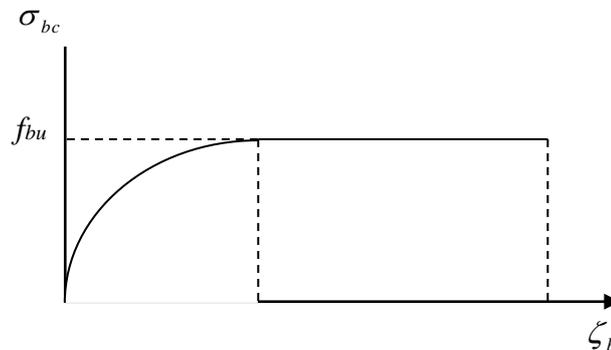


Figure.I.2 : diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé

I.3.2.2. l'acier :

.a) Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

. b) Types d'acier :

- Barres lisses (RL) \longrightarrow Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) \longrightarrow Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences \longrightarrow Fe E 215

c) Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E40 type 1,

$f_e = 400$ MPa

.d) Contraintes limites :

1. Contraintes limites à l'ELU :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2. Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte. } $\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 150\mu)$

Fissuration préjudiciable

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = (f_e / 2 ; 110\mu)$

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence

μ : 1 pour les aciers (RL).

μ : 1,6 pour les aciers (HA).

3. Diagramme de déformation - contrainte :

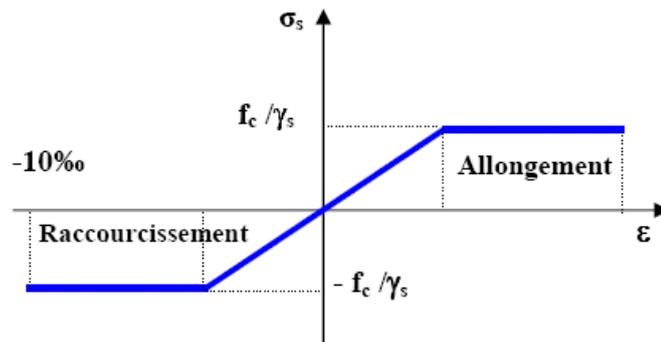


Figure. I.3 : Diagramme de déformation - contrainte

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$.

I.3.3. Les Actions :

a) définition : les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

- directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

I.3.1. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définis comme étant les efforts provoquées en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ;d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsion ...etc.)

I.3.2. Contrainte Limite De Calcul :

a) L'E.L.U :

On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ cas courant

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentel

b) L'E.L.S :

On a :

- fissuration non préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{MIN} (2/3 f_e ; 150n)$$

- fissuration très préjudiciable :

$$= \text{MIN} (0.5 f_e ; 110n)$$

Avec : n= coefficient de fissuration

n=1.0 : pour les ronds lisses.

n=1.6 : pour les hautes adhérences

l'allongement relatif de l'acier :

On a : $\zeta_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec : E_s -module d'élasticité longitudinale « $E_s=200000\text{MPa}$ »

I.4. hypothèses de calcul des sections en béton armé :

I.4.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(n = \frac{E_s}{E_b} \right), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.4.2. calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1- Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.
C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

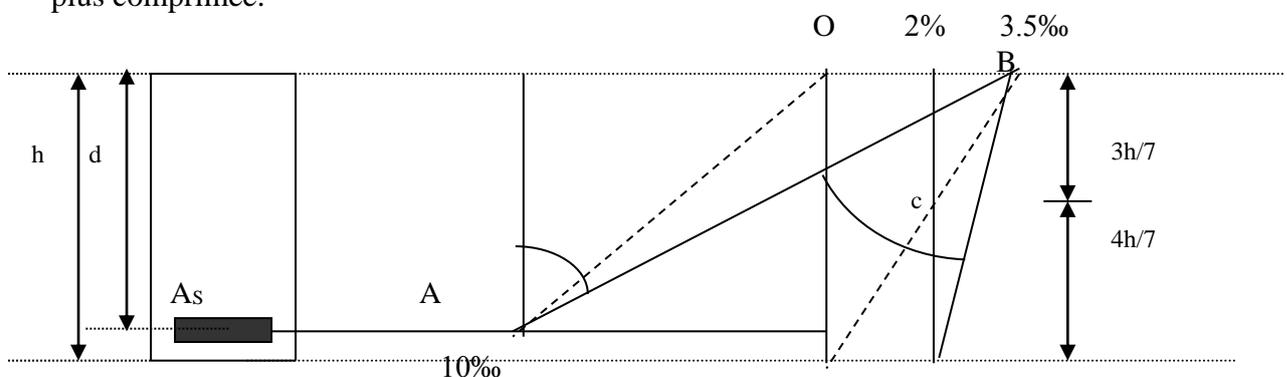


Figure. I.4 : Règle de trois

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but " le pré calcul " des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.Prédimensionnement :

II.1.1 : les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le redimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

- Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

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

Avec: L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

II.1.1 1. Les poutres longitudinales : L = L_{1max} = 650cm

- Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 43.33 \leq h \leq 60.5 \\ 15 \leq b \leq 35 \text{ On prend : } h = 50 \text{ cm} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 50\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisi une poutre de section ''30x50''

II.1.1 2. Les poutres transversales : $L = L_{\text{max}} = 375\text{cm}$

- Selon BAEL91

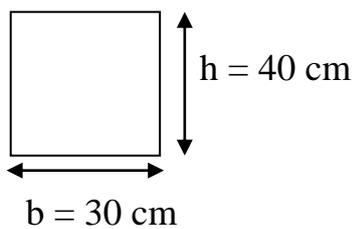
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 37.5 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 40 cm**
b = 30 cm

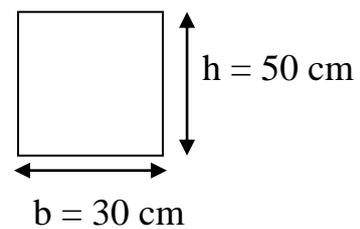
- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 40 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array}$$

—————> Donc on choisi une poutre de section ''30x40''



Poutre transversale



Poutre longitudinale

II.1.2 : les poutres Les poutrelles (plancher à corps creux) :

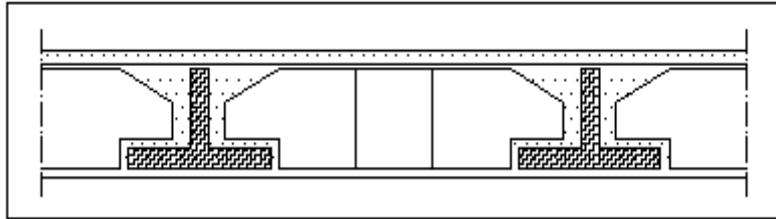


Figure II.1 Dalle en corps creux

II.1.2 .1. Résistance au feu :

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

II.1.2 .2. Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16$ cm)

II.1.2 .3. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx / 40$
- Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée Lx égale à :

$$Lx = 4.15 - 0.30 = 3.85 \text{ m} = 385 \text{ cm}$$

$$385 / 35 < e < 385 / 30 \Rightarrow 11 < e < 12.83$$

II.1.2 .4. Condition de flèche :

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{22} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}) [\text{BELAZOUGUI}]$$

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas : $L = 4.15 - 0.30 = 3.85 \text{ m} = 385 \text{ cm}$

$$\frac{385}{25} \leq h_t \leq \frac{385}{22} \Rightarrow 15.40 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.50 \text{ cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher **(16+5) cm**

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

Nous avons ainsi : **$h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$**

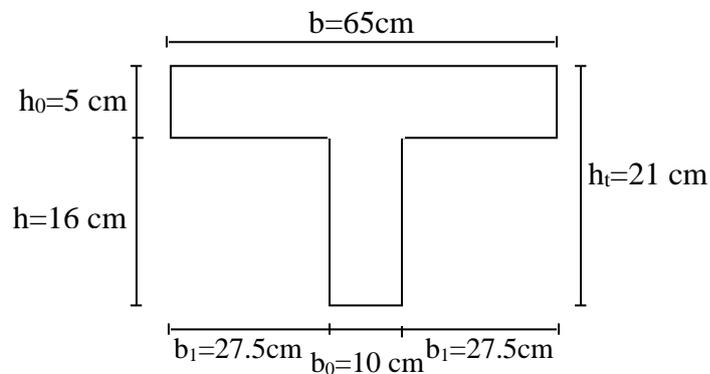
(les blocs de l'hourdis sont standard de : 16 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35, et la dalle de compression 16+5 ; 20+5 ; 25+5 ; 30+5)

- Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$; on adopte : **$b_0 = 10 \text{ cm}$**
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend donc : **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$** (la plus faible valeur)

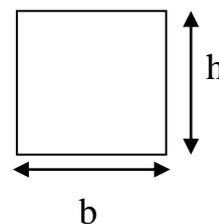
Et on a : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$ ⇒ **$b = 65 \text{ cm}$**



II.1.3. poteaux :

Selon les prescriptions du **PRA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min (b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \ll \text{Zone IIa} \gg \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



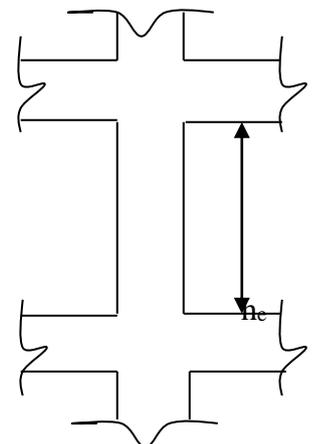
II.1.3.1. condition de non flambement :

Considérons une section rectangulaire de dimensions $b \times h$ avec : $b \leq h$

L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$ nous avons :

- I : moment d'inertie.



- B : section du béton.
- L_f : longueur du flambement

N.B : dans notre cas : **l_f=0.7l₀** ; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « **b** » :

$$\left. \begin{aligned} I &= h b^3 / 12 \\ B &= h \times b \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}.$$

N.B : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 374 = 261.8 \text{ cm}$

$$b \geq \sqrt{12} \frac{261.8}{35}$$

$$b \geq 25.91 \text{ cm}$$

Soit : **b = 40cm.**

- calcul 'B_r' :

On a : $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02)$

B_r : est la section réduite du béton

Calcul la section réduite du béton :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{ [BAEL 91]}$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{aligned} \gamma_b &= 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b &= 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{aligned} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que .

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

N_u : est l'effort normal ultime. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 > \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$50 > \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de $0.8\% \Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{0.8}{100}$

Donc :
$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{0.8 f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$$

Et en fin :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{0.008f_e}{\gamma_s}} \right]$$

On a : $f_{c28} = 25MPa, f_e = 400MPa, \gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$

Pour : $\lambda \leq 35 \rightarrow B_r \geq 6.63 E-07 N_u$

- l'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges
- nous considérons l'effort normale correspondant à un poteau central «C-4» ((le poteau le plus sollicité)) : $N_u = 454\ 113\ Kg$

$B_r \geq 6.63 E-07 \times 454113 = 0.30\ m^2$

Et on à : $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$

Si on choisit un poteau de $(40 \times 80)\ cm^2$

$B_r = (0.40 - 0.02)(0.80 - 0.02) = 0.30\ cm^2$

$B_r = 0.30\ m^2 \geq 0.30\ m^2$ CV

• **vérification vis-à-vis du flambement :**

D'après les règles de **BAEL 91** , l'élanement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7L_0$

Donc : $\lambda = (0.7L_0 \sqrt{12}) / b = 22.67$

$\lambda = 22.67 \leq 35$ CV

• **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

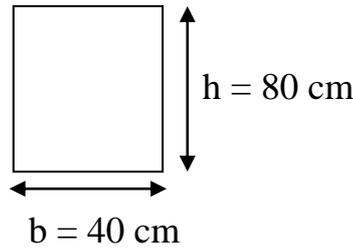
D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$h = 80\ cm \geq 25\ cm$ CV

$b = 40\ cm \geq \frac{h_e}{20} = 18.7\ cm$ CV

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 2 \leq 4$ CV

Donc on adopte un poteau de (40×80) cm² au RDC et les différents étages. Pour les poteaux intermédiaires telque «C-2» «C-3» «C-4» «C-5» «C-6» «D-2» «D-3» «D-4» «D-5» «D-6»



Et pour les autres poteaux centrales telque «B-1» «B-2» «B-3» «B-4» «B-5» «B-6» «B-7» «E-1» «E-2» «E-3» «E-4» «E-5» «E-6» «E-7»

Donc on adopte un poteau de (40×70) cm² au RDC et

- ((le poteau la plus sollicité)) «B-4» : $N_u = 369\ 699 \text{ Kg}$

$$B_r \geq 6.63 \text{ E-}07 \times 369699 = \mathbf{0.25 \text{ m}^2}$$

Et on à : $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$

Si on choisit un poteau de (40×70) cm²

$$B_r = (0.40 - 0.02)(0.70 - 0.02) = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.26 \text{ m}^2 \geq 0.25 \text{ m}^2 \text{CV}$$

- **vérification vis-à-vis du flambement :**

D’après les règles de **BAEL 91** , l’élancement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7L_0$

Donc : $\lambda = (0.7L_0 \sqrt{12}) / b = \mathbf{22.67}$

$$\lambda = 22.67 \leq 35 \text{ CV}$$

- **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

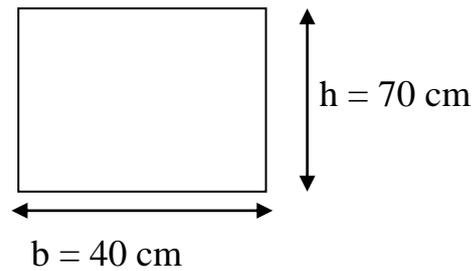
D’après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$$h = 70 \text{ cm} \geq 25 \text{ cmCV}$$

$$b = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 18.7 \text{ cmCV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.75 \leq 4 \text{CV}$$

Donc on adopte un poteau de (40×70) cm² au RDC et les différents étages. Pour les poteaux intermédiaires



Et pour les autres poteaux de rives et angles tel que «A-1» «A-2» «A-3» «A-4» «A-5» «A-6» «A-7» «F-1» «F-2» «F-3» «F-4» «F-5» «F-6» «F-7»

on adopte un poteau de (40×60) cm² au RDC et les différents. Étages

- ((le poteau le plus sollicité)) «A-4» : $N_u = 306626 \text{ Kg}$

$$B_r \geq 6.63 \text{ E-}07 \times 369699 = 0.20 \text{ m}^2$$

Et on à : $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$

Si on choisit un poteau de (40×60) cm²

$$B_r = (0.40 - 0.02)(0.60 - 0.02) = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.26 \text{ m}^2 \geq 0.25 \text{ m}^2 \text{CV}$$

- **vérification vis-à-vis du flambement :**

D’après les règles de **BAEL 91** , l’élancement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7 L_0$

Donc : $\lambda = (0.7 L_0 \sqrt{12}) / b = 22.67$

$$\lambda = 22.67 \leq 35 \text{CV}$$

- **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

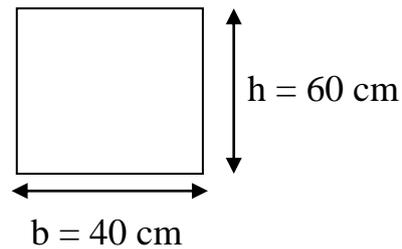
D’après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$$h = 60 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \text{CV}$$

$$b = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 18.7 \text{ cm} \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.5 \leq \text{CV}$$

Donc on adopte un poteau de (40×60) cm² au RDC et les différents étages. Pour les poteaux intermédiaires



II.1.4. Les voiles:

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dûs au séisme et au vent. C'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure .

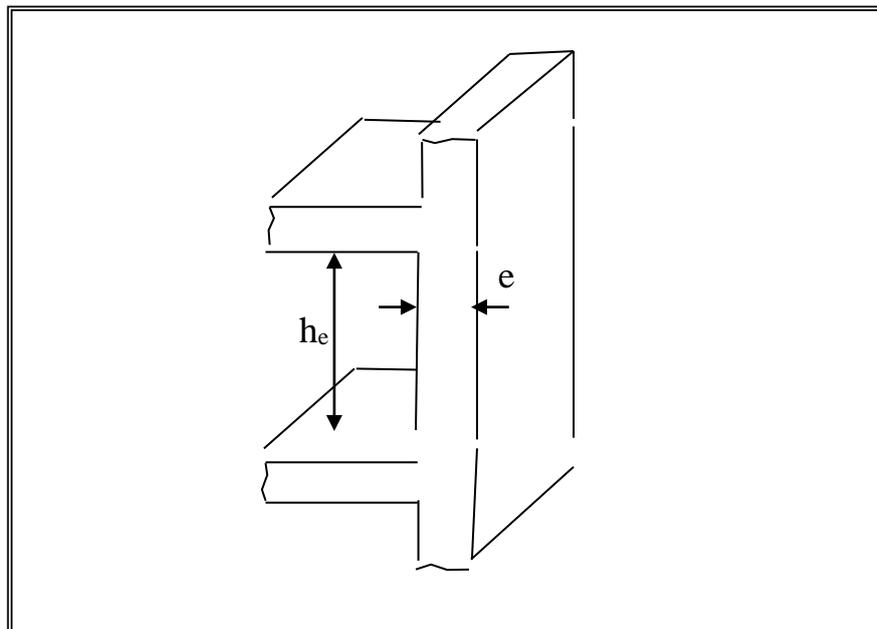


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

D'après RPA99V2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq h_e / 20 \quad / \quad h_e = 368 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{368}{20} = 18.4 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec h_e la hauteur libre d'étage donc on adopte $e = 20$ cm pour tous les voiles.

Tableau II.1: l'épaisseur des voiles pour chaque niveau d'étage

	le sous-sol	RDC	Etage courantue
he (cm)	306	408	323
a (cm)	13.3	18.4	14.15

II.2. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES :

II.2.1. INTRODUCTION:

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

II.2.2. EVALUATION DES CHARGES :

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

II.2.2.1 . LES PLANCHERS :

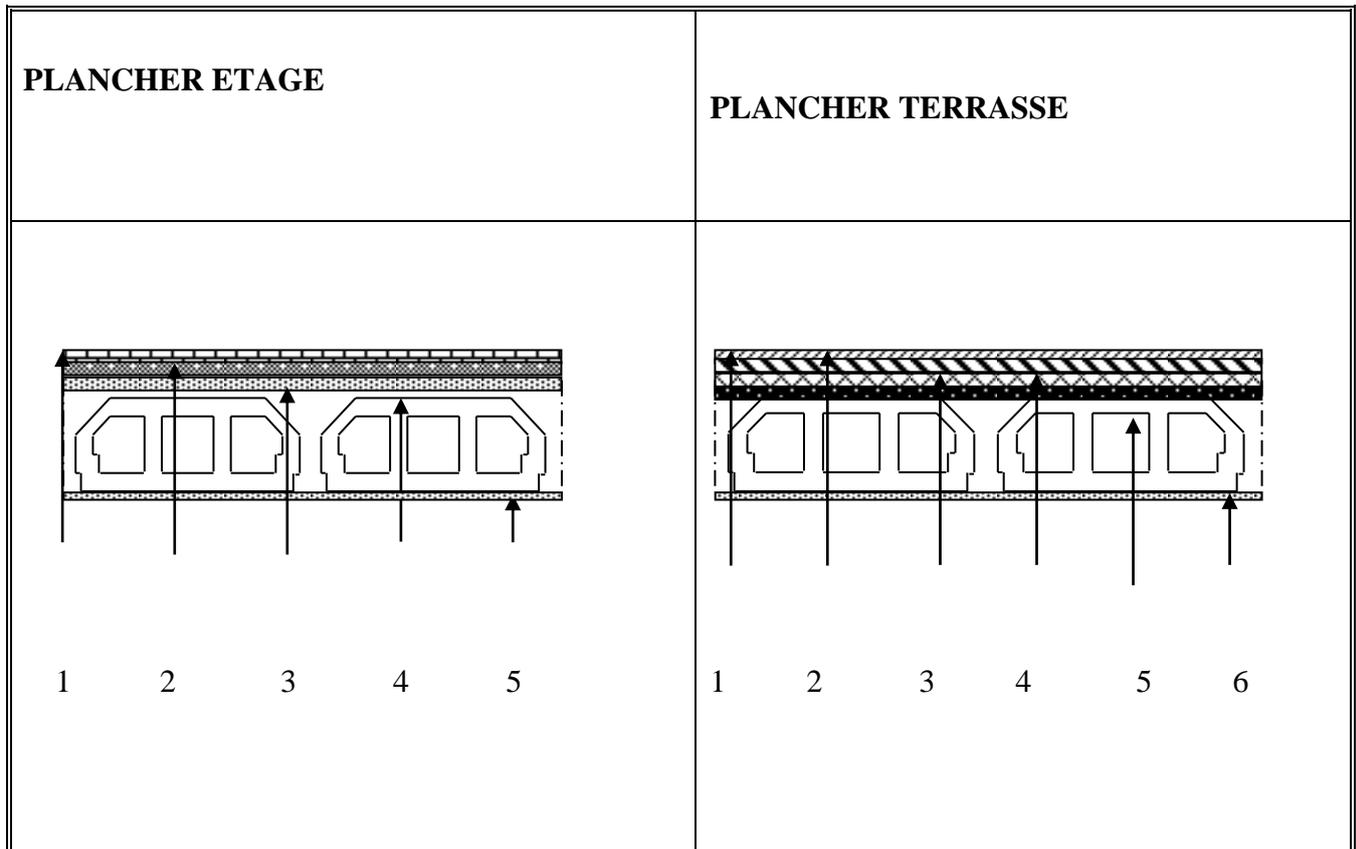


Figure II.3 : Plancher étage

Figure II.4 : Plancher terrasse

A1) Plancher terrasse :

Tableau II.2 : Charge permanente et charge d'exploitation

1 -	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Forme de pente 1 % (9cm)	$0,09 \times 2200 = 198 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Plancher à Corps-creux (16+5 cm)	300 Kg/m ²
6 -	Enduit en plâtre (1,5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 641 \text{ kg/m}^2$

G =	641	kg/m²
Q =	100	kg/m²

A2) Plancher étage courant :

Tableau II.3 : Charges permanentes et charge d'exploitation

1 -	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Mortier de pose (3 cm)	$0,03 \times 2000 = 60 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Lit de sable	25 Kg/m ²
4 -	Plancher à Corps-creux (16 + 5) cm	300 Kg/m ²
5 -	Enduit en plâtre (1,5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$
6 -	Cloisons légères (10 cm)	100 Kg/m ²
		$\Sigma = 540 \text{ Kg/m}^2$

G =	540	kg/m²
Q =	150	kg/m²

A3). Plancher sous-sol : (Commercial):

Tableau II.4 : Charges permanentes et charge d'exploitation

1-	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2-	Mortier de pose (3 cm)	$0,03 \times 2000 = 60 \text{ Kg/m}^2$
3-	Lit de sable	25 Kg/m^2
4-	Plancher à Corps-creux (16 + 5) cm	300 Kg/m^2
5-	Enduit en plâtre (1,5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$
6	Cloisons légères (10 cm)	100 Kg/m^2
-		
		$\Sigma = 540 \text{ Kg/m}^2$

G =	540	kg/m²
Q =	250	kg/m²

B) les balcons :

B1) balcon terrasse :

Tableau II .5 : Charges permanentes et charge d'exploitation

1 -	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Forme de pente 1 % (9cm)	$0,09 \times 2000 = 180 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Dalle (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
6 -	Enduit de ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 713 \text{ Kg/m}^2$

G =	713	kg/m²
Q =	100	kg/m²

B2) Balcon d'étage courant :

Tableau II.6 : charges permanentes et charge d'exploitation

1 -	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Mortier de pose (3 cm)	$0,03 \times 2000 = 60 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Lit de sable	25 Kg/m^2
4 -	Dalle en béton armé (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Enduit en ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 530 \text{ kg/m}^2$

G =	530	kg/m ²
Q =	350	kg/m ²

C). L'acrotère :

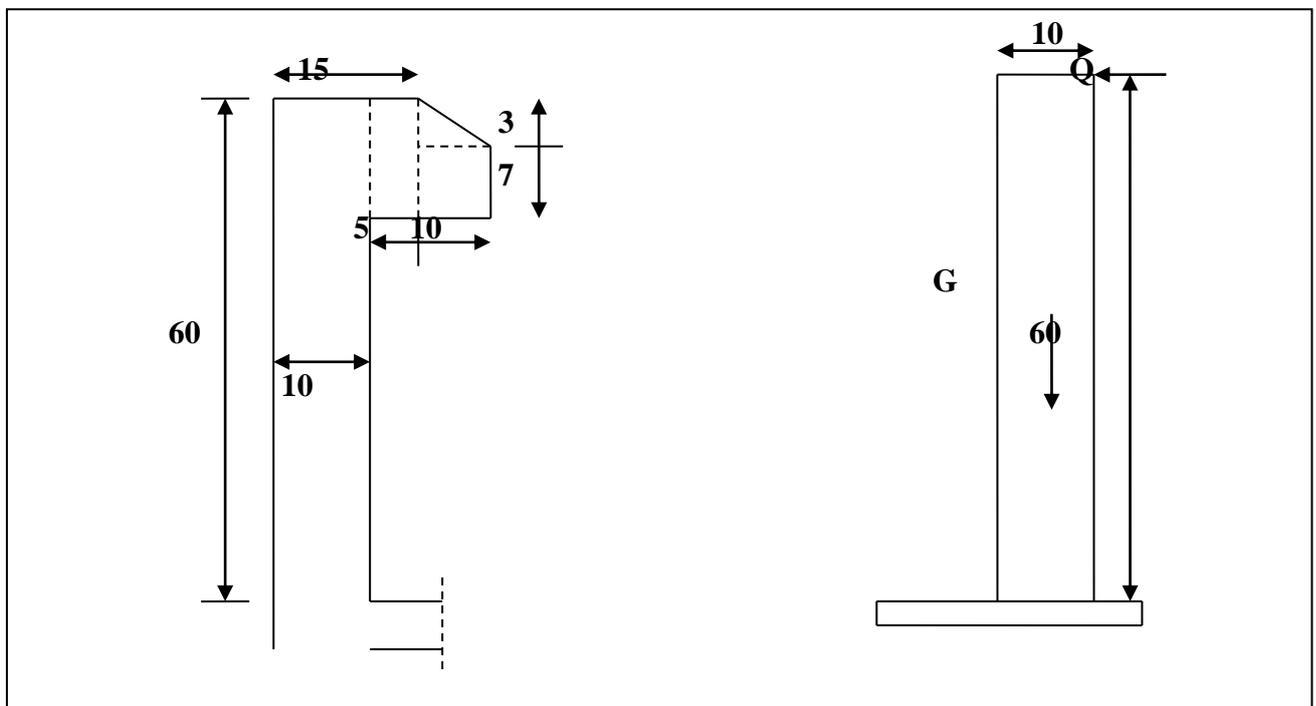


Figure II .5 : L'acrotère

On fait les calculs pour 1m de longueur

Charge permanente :

$$G_{acr} = 25 S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

G =	183.7	(Kg/ml)
------------	--------------	----------------

D). les murs :

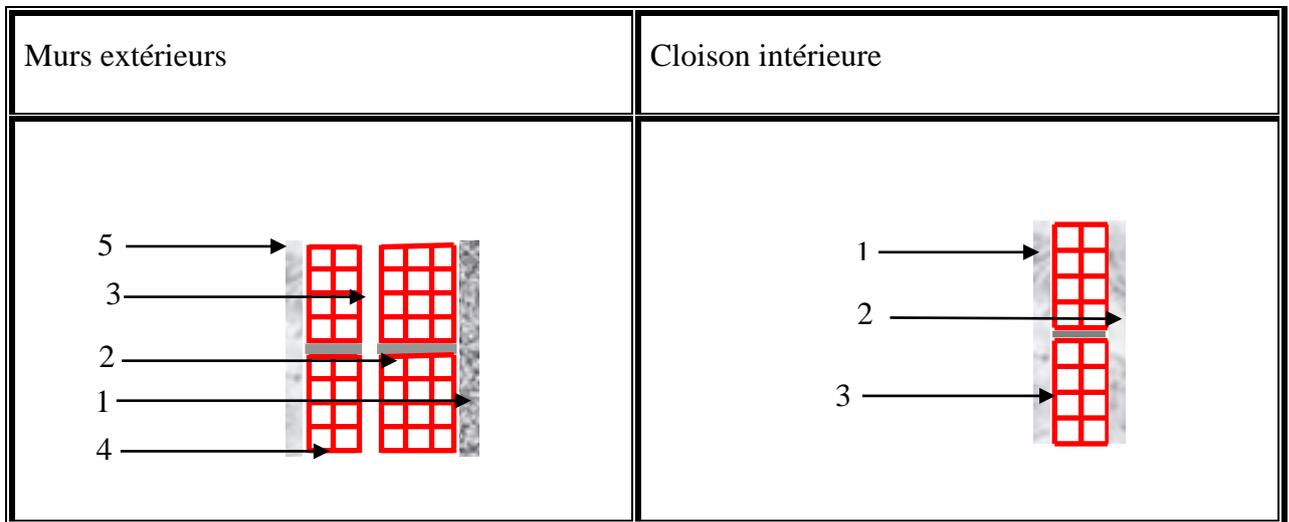


Figure II .6 : Murs extérieurs

Figure II .7 : Murs intérieure

D1) Cloison extérieur:

Tableau II .7 : Cloison extérieur

1-	Enduit extérieur (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2-	Brique creuses (15 cm)	$0,15 \times 900 = 135 \text{ Kg/m}^2$
3-	Vide ame d'air (10 cm)	$= 0 \text{ Kg/m}^2$
4-	Brique creuses (10 cm)	$0,1 \times 900 = 90 \text{ Kg/m}^2$
5-	Enduit intérieur (1.5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$

G =	280	(Kg/m²)
------------	------------	---------------------------

D2) Cloison intérieur de 10 cm:

Tableau II .8 : Cloison intérieur de 10 cm

1-	Enduit extérieur (1,5cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$
2-	Brique creuses (10cm)	$0,1 \times 900 = 90 \text{ Kg/m}^2$
3-	Enduit intérieur (1,5cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$

G =	120	(Kg/m²)
------------	------------	---------------------------

E) Les Escaliers :

E1) Paillasse :

Tableau II .9 : Charges permanentes et charge d'exploitation

1 -	Poids propre (16cm)	$2500 \times 0,16 / (\cos 35,31) = 490,20 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Poids de la marche	$0,17 \times 2500 / 2 = 212,5 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Mortier de pose (3 cm)	$0,03 \times 2000 = 60 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Enduit de ciment (1,5 cm)	$2000 \times 0,015 / (\cos 35,31) = 36,76 \text{ Kg/m}^2$
6 -	Carde Corps métallique	10 Kg/m^2
		$\Sigma = 849,46 \text{ Kg/m}^2$

G =	849.46	kg/m²
Q =	250	kg/m²

E2) Palier :

Tableau II .10 : Charges permanentes et charge d'exploitation

1-	Poids propre (16cm)	$0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$
2-	Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3-	Mortier de pose (3c m)	$0,03 \times 2000 = 60 \text{ Kg/m}^2$
4-	Enduit de ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
5-	Carde corps métallique	10 Kg/m^2
		$\Sigma = 540 \text{ Kg/m}^2$

G =	540	kg/m ²
Q =	250	kg/m ²

Tableau II .11 :Tableau récapitulatif

Élément	Charge permanente "Kg/m ² "	Surcharge d'exploit Q "Kg/m ² "
Plancher terrasse	641,00	100,00
Plancher étage courant	540,00	150,00
Plancher sous sol	540,00	250,00
Mur extérieur	280,00	-
Mur intérieur	120,00	-
Balcon accessible	530,00	350,00
Balcon non accessible	713,00	100,00
Acrotère	183.70	100,00
Escalier	Paillasse	849.46
	Palier	540,00

II.3. Descente de charge :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II.3.1. La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse Q₀.

- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

II.3.2. Evaluation des charges :

II.3.2.1. poteau d'angle (A-7) :

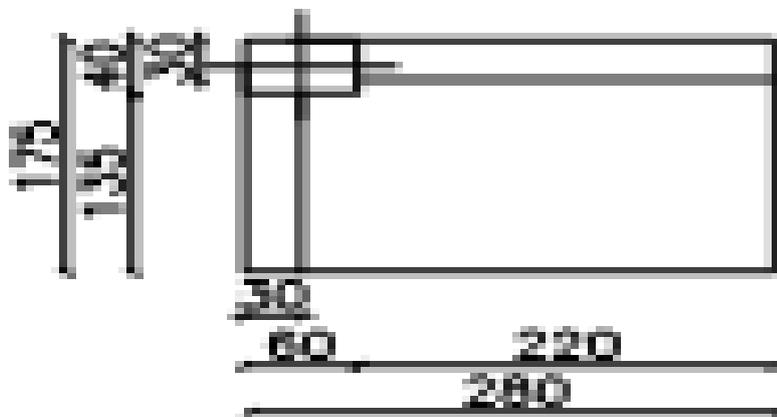


Figure II.8 : poteau d'angle (A-7)

Tableau II.12 : Evaluation des charges de poteau d'angle

Niveau	Élément	G (Ton)	Q (Ton)
0-0	Plancher terrasse	$0.641*(2.50*1.45)=2.324$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.23$	
	Poids propre sur les poutres	$0.341*0.20*(2.20+1.35)=0.242$	
	Acrotère	$0.184*(2.80+1.65)=0.819$	
	Poteau	$0.40*0.60*2.5*3.23=1.938$	
	Surcharge		$0.1*(2.70*1.65)=0.446$
TOTAL		6.553	0.446
1-1	Plancher courant	$0.540*(2.5*1.45)=1.958$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.23$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(2.20+1.35)=0.170$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.45+2.73*2.70)=3.213$	
	Surcharge		$0.15*(2.7*1.65)=0.68$
	Revenant 0-0	6.553	0.446
TOTAL		15.061	1.114
2-2	Plancher courant	$0.540*(2.5*1.45)=1.958$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.23$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(2.20+1.35)=0.170$	

	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$.
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.45 + 2.73 \times 2.70) = 3.213$	
	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.668$
	Revenant 1-1	15.061	1.114
TOTAL		23.570	1.715
3-3	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.170$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$.
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.45 + 2.73 \times 2.70) = 3.213$	
	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.668$
	Revenant 2-2	23.570	1.715
TOTAL		32.079	2.250
4-4	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.170$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$.
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.45 + 2.73 \times 2.70) = 3.213$	
	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.668$
	Revenant 3-3	32.079	2.250
TOTAL		40.588	2.718
5-5	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.

	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(2.20+1.35)=0.170$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.45+2.73*2.80)=3.289$	
	Surcharge		$0.15*(2.7*1.65)=0.668$
	Revenant 4-4	40.588	2.718
TOTAL		49.096	3.119
6-6	Plancher courant	$0.540*(2.5*1.45)=1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(2.20+1.35)=0.170$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$.
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.45+2.73*2.70)=3.213$	
	Surcharge		$0.15*(2.7*1.65)=0.668$
	Revenant 5-5	49.096	3.119
TOTAL		57.605	3.453
7-7	Plancher courant	$0.540*(2.5*1.45)=1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*2.20*2.5)+(0.3*0.4*1.35*2.5)=1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(2.20+1.35)=0.170$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$.
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.45+2.73*2.70)=3.213$	

	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.6$ 68
	Revenant 6-6	57.605	3.453
TOTAL		66.114	3.785
8-8	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.170$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$.
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.45 + 2.73 \times 2.70) = 3.213$	
	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.6$ 68
	Revenant 7-7	66.114	3.785
TOTAL		74.623	4.118
9-9	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.223$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.170$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$.
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.45 + 2.73 \times 2.70) = 3.213$	
	Surcharge		$0.15 \times (2.7 \times 1.65) = 0.6$ 68
	Revenant 8-8	74.623	4.118
TOTAL		83.131	4.457
10-10	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$.
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.268$	

	re		
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.175$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 4.08 \times 2.5 = 2.244$	
	Mur ext	$0.280 \times (3.24 \times 2.70 + 3.34 \times 1.45) = 3.805$	
	Surcharge		$0.5 \times (2.7 \times 1.65) = 0.668$
	Revenant 9-9	83.131	4.457
TOTAL		92.539	4.789
11-11	Plancher courant	$0.540 \times (2.5 \times 1.45) = 1.958$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 1.35 \times 2.5) = 1.230$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 1.35) = 0.170$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.06 \times 2.5 = 1.836$	
	Mur ext	$0.280 \times (2.56 \times 2.70 + 2.66 \times 1.45) = 3.008$	
	Surcharge		$0.5 \times (2.7 \times 1.65) = 2.228$
	Revenant 9-9	92.539	4.789
TOTAL		100.740	6.112

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 100.74 + 1.5 \times 6.112$$

$$= \mathbf{145.167 \text{ Ton}}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$= 100.954 + 6.112$$

$$= \mathbf{106.852 \text{ Ton}}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$N_u = 145.167 \times 1.1 \Rightarrow N_u = \mathbf{159.684 \text{ Ton}}$$

$$N_{ser} = 106.852 \times 1.1 \Rightarrow N_{ser} = \mathbf{117.537 \text{ To}}$$

II.3.2.2. poteau de rive (A-4):

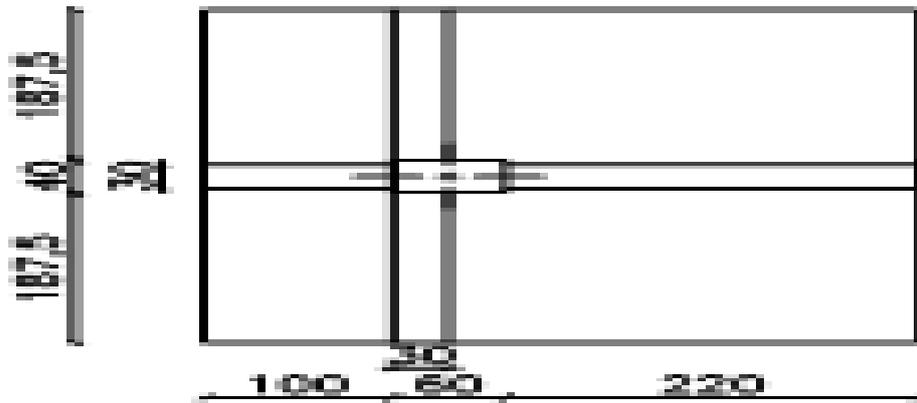


Figure II.9 : poteau de rive (A-4)

Tableau II.13 : Evaluation des charges de poteau de rive

Niveau	Élément	G (Ton)	Q (Ton)
0-0	Plancher terrasse	$0.641*(1.93*2.5*2)=6.186$	
	Dalle pleine(Balcon terrasse)	$0.713*(1.93*1.00*2)=2.752$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.328$	
	Poids propre sur les poutres	$0.341*0.20*(3.20+3.76)=0.475$	
	Acrotère	$0.184*4.15=0.764$	
	Poteau	$0.40*0.60*2.5*3.23=1.938$	
	Surcharge		$0.1*(4.06*2.50)+0.1*(4.05*0.90)=1.380$
TOTAL		14.442	1.380
1-1	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$	
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.328$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$	
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+0.350*(4.05*0.90)=2.798$
Revenant 0-0	14.442	1.380	
TOTAL		30.177	4.178
2-2	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$	

	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.328$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$	
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+0.350*(4.05*0.90)=2.798$
	Revenant 1-1	30.177	4.178
TOTAL		45.911	6.696
3-3	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$	
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.328$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$	
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+0.350*(4.05*0.90)=2.798$
	Revenant 2-2	45.911	6.696
TOTAL		61.646	8.935
4-4	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$	
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	

	courant)		
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=$ 2.328	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$	
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+$ $0.350*(4.05*0.90)$ $=2.798$
	Revenant 3-3	61.646	8.935
TOTAL		77.380	10.894
5-5	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$.
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=$ 2.328	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$	
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+$ $0.350*(4.05*0.90)$ $=2.798$
	Revenant 4-4	77.380	10.894
TOTAL		93.115	12.573
6-6	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$.
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	

	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=$ 2.328	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$.
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+$ $0.350*(4.05*0.90)$ $=2.798$
	Revenant 5-5	93.115	12.573
TOTAL		108.849	13.972
7-7	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$.
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=$ 2.328	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(3.20+3.76)=0.334$	
	Poteau	$0.40*0.60*3.23*2.5=1.938$	
	Mur ext	$0.280*(2.83*1.93*2)=3.059$	
	Mur int	$0.12*(2.73*2.5)=0.819$.
	Surcharge		$0.15*(4.06*2.50)+$ $0.350*(4.05*0.90)$ $=2.798$
	Revenant 6-6	108.849	13.972
TOTAL		124.584	15.365
8-8	Plancher courant	$0.540*(1.93*2.5*2)=5.211$.
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530*(1.93*1.00*2)=2.046$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*3.20*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=$	

		2.328	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (3.20 + 3.76) = 0.334$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$	
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.93 \times 2) = 3.059$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 2.5) = 0.819$.
	Surcharge		$0.15 \times (4.06 \times 2.50) + 0.350 \times (4.05 \times 0.90) = 2.798$
	Revenant 7-7	124.584	15.365
TOTAL		140.318	16.759
9-9	Plancher courant	$0.540 \times (1.93 \times 2.5 \times 2) = 5.211$.
	Dalle pleine(Balcon courant)	$0.530 \times (1.93 \times 1.00 \times 2) = 2.046$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 3.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.328$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (3.20 + 3.76) = 0.334$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.23 \times 2.5 = 1.938$	
	Mur ext	$0.280 \times (2.83 \times 1.93 \times 2) = 3.059$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 2.5) = 0.819$.
	Surcharge		$0.15 \times (4.06 \times 2.50) + 0.350 \times (4.05 \times 0.90) = 2.798$
	Revenant 8-8	140.318	16.759
TOTAL		156.053	18.177
10-10	Plancher courant	$0.540 \times (1.93 \times 2.5 \times 2) = 5.211$.
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 1.953$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 3.76) = 0.286$	

	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 4.08 \times 2.5 = 2.244$	
	Mur ext	$0.280 \times (3.34 \times 1.93 \times 2) = 3.610$	
	Mur int	$0.12 \times (3.24 \times 2.5) = 0.972$	
	Surcharge		$0.1500 \times (4.06 \times 2.50) = 1.523$
	Revenant 9-9	156.053	18.177
TOTAL		170.329	18.739
11-11	Plancher courant	$0.540 \times (1.93 \times 2.5 \times 2) = 5.211$.
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 2.20 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 1.953$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (2.20 + 3.76) = 0.286$	
	Poteau	$0.40 \times 0.60 \times 3.06 \times 2.5 = 1.836$	
	Mur ext	$0.280 \times (2.66 \times 1.93 \times 2) = 2.875$	
	Surcharge		$0.500 \times (4.06 \times 2.50) = 1.075$
	Revenant 9-9	170.329	18.739
TOTAL		182.490	21.593

$$\begin{aligned}
 N_u &= 1.35G + 1.5Q \\
 &= 1.35 \times 182.49 + 1.5 \times 21.593 \\
 &= \mathbf{278.751 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{ser} &= G + Q \\
 &= 182.49 + 21.593 \\
 &= \mathbf{204.083 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$\begin{aligned}
 N_u &= \mathbf{278.751} \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad N_u = \mathbf{306.626 \text{ Ton}} \\
 N_{ser} &= 204.083 \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad N_{ser} = \mathbf{224.491 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

Vérification :

o à l' ELU:

$$\sigma = \frac{N_u}{b \times h} = (306.626 \times 10^3) / (0.4 \times 0.6) = \mathbf{12.776 \text{ MPa}} < f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

◦ à l' ELS:

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{b \times h} = (224.491 \times 10^{-2}) / (0.4 \times 0.6) = 9.354 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

II.3.2.3. Poteau intérieur (central)(C-4):

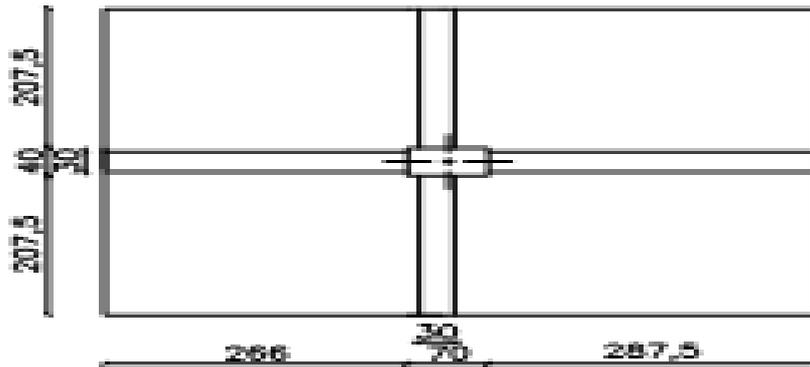


Figure II.10 Poteau intérieur (central)(C-4)

Tableau II.14 : Poteau intérieur (central)(C-4)

Niveau	Élément	G (Ton)	Q (Ton)
0-0	Plancher terrasse	$0.641*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=16.043$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)=3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.341*0.20*(5.64+4.26)=0.675$	
	Poteau	$0.40*0.80*2.5*3.23=2.584$	
	Surcharge		$0.1*(6.14*4.46)=2.738$
TOTAL		22.695	2.738
1-1	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)=3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$
	Revenant 0-0	22.695	2.738
TOTAL		44.310	6.846
2-2	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)=3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.10$

			8
	Revenant 1-1	44.310	6.846
TOTAL		65.925	10.543
3-3	Plancher courant	$0.540 \cdot (2.13 \cdot 3.18 \cdot 2 + 2.76 \cdot 2.08 \cdot 2) = 13.515$	
	Poutre principale	$(0.3 \cdot 0.5 \cdot 5.64 \cdot 2.5) + (0.3 \cdot 0.4 \cdot 4.26 \cdot 2.5) = 3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \cdot 0.20 \cdot (5.64 + 4.26) = 0.475$	
	Poteau	$0.40 \cdot 0.80 \cdot 3.23 \cdot 2.5 = 2.584$	
	Mur int	$0.12 \cdot (2.73 \cdot 5.64 + 2.83 \cdot 4.26) / 2 = 1.647$	
	Surcharge		$0.15 \cdot (6.14 \cdot 4.46) = 4.108$
	Revenant 2-2	65.925	10.543
TOTAL		87.540	13.829
4-4	Plancher courant	$0.540 \cdot (2.13 \cdot 3.18 \cdot 2 + 2.76 \cdot 2.08 \cdot 2) = 13.515$	
	Poutre principale	$(0.3 \cdot 0.5 \cdot 5.64 \cdot 2.5) + (0.3 \cdot 0.4 \cdot 4.26 \cdot 2.5) = 3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \cdot 0.20 \cdot (5.64 + 4.26) = 0.475$	
	Poteau	$0.40 \cdot 0.80 \cdot 3.23 \cdot 2.5 = 2.584$	
	Mur int	$0.12 \cdot (2.73 \cdot 5.64 + 2.83 \cdot 4.26) / 2 = 1.647$	
	Surcharge		$0.15 \cdot (6.14 \cdot 4.46) = 4.108$
	Revenant 3-3	87.540	13.829
TOTAL		109.154	16.704
5-5	Plancher courant	$0.540 \cdot (2.13 \cdot 3.18 \cdot 2 + 2.76 \cdot 2.08 \cdot 2) = 13.515$	

	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)$ =3.393	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$
	Revenant 4-4	109.154	16.704
TOTAL		130.769	19.169
6-6	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)$ =3.393	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$
	Revenant 5-5	130.769	19.169
TOTAL		152.384	21.223
7-7	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)$ =3.393	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$

			8
	Revenant 6-6	152.384	21.223
TOTAL		173.998	23.269
8-8	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)=3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$
	Revenant 7-7	173.998	23.269
TOTAL		195.613	25.314
9-9	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)=3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(5.64+4.26)=0.475$	
	Poteau	$0.40*0.80*3.23*2.5=2.584$	
	Mur int	$0.12*(2.73*5.64+2.83*4.26)/2=1.647$	
	Surcharge		$0.15*(6.14*4.46)=4.108$
	Revenant 8-8	195.613	25.314
TOTAL		217.228	27.397
10-10	Plancher courant	$0.540*(2.13*3.18*2+2.76*2.08*2)=13.515$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*5.64*2.5)+(0.3*0.4*4.26*2.5)$	

		=3.393	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (5.64 + 4.26) = 0.475$	
	Poteau	$0.40 \times 0.80 \times 4.08 \times 2.5 = 2.992$	
	Mur int	$0.12 \times (3.24 \times 5.64 + 3.34 \times 4.26) / 2 = 1.950$	
	Surcharge		$0.15 \times (6.14 \times 4.46) = 13.692$
	Revenant 9-9	217.228	27.397
TOTAL		239.553	29.438
11-11	Plancher courant	$0.540 \times (2.13 \times 3.18 \times 2 + 2.76 \times 2.08 \times 2) = 13.515$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 5.64 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 2.5) = 3.393$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (5.64 + 4.26) = 0.475$	
	Poteau	$0.40 \times 0.80 \times 3.06 \times 2.5 = 2.448$	
	Surcharge		$0.5 \times (6.14 \times 4.46) = 13.692$
	Revenant 9-9	239.553	29.438
TOTAL		259.385	37.571

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 259.385 + 1.5 \times 37.571 \Rightarrow N_u = 406.526 \text{ Ton}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$= 259.385 + 37.571 \Rightarrow N_{ser} = 296.956 \text{ Ton}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$.N_u = 406.526 \times 1.1 \Rightarrow N_u = 447.179 \text{ Ton}$$

$$.N_{ser} = 296.956 \times 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 326.652 \text{ Ton}$$

Vérification :

◦ à l'ELU:

$$\sigma = \frac{N_u}{b \times h} = (447.179 \times 10^2) / (0.4 \times 0.8) = 13.974 \text{ MPa} < f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

◦ à l' ELS:

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{bxh} = (326.652 \times 10^{-2}) / (0.4 \times 0.8) = \mathbf{10.208 \text{ MPa}} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP} \dots \text{C.V}$$

II.3.2.4. Poteau intérieur (central) (B-4):

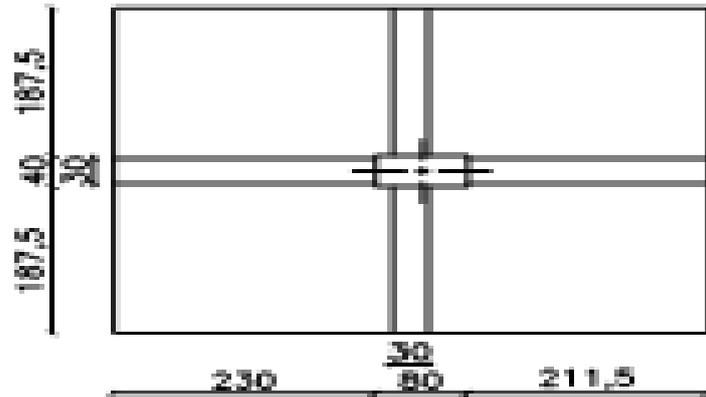


Figure II.11 Poteau intérieur (central) (B-4)

Tableau II.15 : Poteau intérieur (central) (B-4)

Niveau	Élément	G (Ton)	Q (Ton)
0-0	Plancher terrasse	$0.641 \cdot (2.47 \cdot 1.93 \cdot 2 + 2.45 \cdot 1.93 \cdot 2) = 12.173$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \cdot 0.5 \cdot 4.52 \cdot 2.5) + (0.3 \cdot 0.4 \cdot 3.76 \cdot 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.341 \cdot 0.20 \cdot (4.52 + 3.76) = 0.565$	
	Poteau	$0.40 \cdot 0.70 \cdot 2.5 \cdot 3.23 = 2.261$	
	Surcharge		$0.1 \cdot (5.12 \cdot 4.05) = 2.074$
TOTAL		17.822	2.074
1-1	Plancher courant	$0.540 \cdot (2.47 \cdot 1.93 \cdot 2 + 2.45 \cdot 1.93 \cdot 2) = 10.255$	
	Poutre principale+secondaire	$(0.3 \cdot 0.5 \cdot 4.52 \cdot 2.5) + (0.3 \cdot 0.4 \cdot 3.76 \cdot 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \cdot 0.20 \cdot (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \cdot 0.70 \cdot 3.23 \cdot 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \cdot (2.73 \cdot 4.62 + 2.83 \cdot 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \cdot (5.12 \cdot 4.05) = 3.110$
	Revenant 0-0	17.822	2.074
TOTAL		36.349	5.184
2-2	Plancher courant	$0.540 \cdot (2.47 \cdot 1.93 \cdot 2 + 2.45 \cdot 1.93 \cdot 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \cdot 0.5 \cdot 4.52 \cdot 2.5) + (0.3 \cdot 0.4 \cdot 3.76 \cdot 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \cdot 0.20 \cdot (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \cdot 0.70 \cdot 3.23 \cdot 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \cdot (2.73 \cdot 4.62 + 2.83 \cdot 3.76) = 2.790$	

	Surcharge		$0.15*(5.12*4.05)=3.11$ 0
	Revenant 1-1	36.349	5.184
TOTAL		54.876	7.983
3-3	Plancher courant	$0.540*(2.47*1.93*2+2.45*1.93*2)=10.255$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*4.52*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(4.52+3.76)=0.397$	
	Poteau	$0.40*0.70*3.23*2.5=2.261$	
	Mur int	$0.12*(2.73*4.62+2.83*3.76)=2.790$	
	Surcharge		$0.15*(5.12*4.05)=3.11$ 0
	Revenant 2-2	54.876	7.983
TOTAL		73.403	10.472
4-4	Plancher courant	$0.540*(2.47*1.93*2+2.45*1.93*2)=10.255$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*4.52*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(4.52+3.76)=0.397$	
	Poteau	$0.40*0.70*3.23*2.5=2.261$	
	Mur int	$0.12*(2.73*4.62+2.83*3.76)=2.790$	
	Surcharge		$0.15*(5.12*4.05)=3.11$ 0
	Revenant 3-3	73.403	10.472
TOTAL		91.930	12.649
5-5	Plancher courant	$0.540*(2.47*1.93*2+2.45*1.93*2)=10.255$	
	Poutre principale	$(0.3*0.5*4.52*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(4.52+3.76)=0.397$	

	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 3.23 \times 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 4.62 + 2.83 \times 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 4-4	91.930	12.649
TOTAL		110.458	14.515
6-6	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 4.52 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 3.23 \times 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 4.62 + 2.83 \times 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 5-5	110.458	14.515
TOTAL		128.985	16.070
7-7	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 4.52 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 3.23 \times 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 4.62 + 2.83 \times 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 6-6	128.985	16.070
TOTAL		147.512	17.619
8-8	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 4.52 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.823$	

	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 3.23 \times 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 4.62 + 2.83 \times 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 7-7	147.512	17.619
TOTAL		166.039	19.168
9-9	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 4.52 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 3.23 \times 2.5 = 2.261$	
	Mur int	$0.12 \times (2.73 \times 4.62 + 2.83 \times 3.76) = 2.790$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 8-8	166.039	19.168
TOTAL		184.566	20.745
10-10	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.5 \times 4.52 \times 2.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.76 \times 2.5) = 2.823$	
	Poids propre sur les poutres	$0.240 \times 0.20 \times (4.52 + 3.76) = 0.397$	
	Poteau	$0.40 \times 0.70 \times 4.08 \times 2.5 = 2.618$	
	Mur int	$0.12 \times (3.24 \times 4.52 + 3.34 \times 3.76) = 3.264$	
	Surcharge		$0.15 \times (5.12 \times 4.05) = 3.110$
	Revenant 9-9	184.566	20.745
TOTAL		203.924	22.291
11-11	Plancher courant	$0.540 \times (2.47 \times 1.93 \times 2 + 2.45 \times 1.93 \times 2) = 10.255$	

Poutre principale	$(0.3*0.5*4.52*2.5)+(0.3*0.4*3.76*2.5)=2.823$.
Poids propre sur les poutres	$0.240*0.20*(4.52+3.76)=0.397$.
Poteau	$0.40*0.70*3.06*2.5=2.142$	
Surcharge		$0.5*(5.12*4.05)=3.110$
Revenant 9-9	203.924	22.291
TOTAL	219.542	26.472

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 219.542 + 1.5 \times 26.472 \Rightarrow N_u = 336.09 \text{ Ton}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$= 219.542 + 26.472$$

$$= 246.014 \text{ Ton}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$.N_u = 336.09 \times 1.1 \Rightarrow N_u = 369.699 \text{ Ton}$$

$$.N_{ser} = 246.014 \times 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 270.615 \text{ Ton}$$

Vérification :

◦ à l'ELU:

$$\sigma = \frac{N_u}{b \times h} = (369.699 \times 10^{-2}) / (0.4 \times 0.7) = 13.204 \text{ MPa} < f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

◦ à l'ELS:

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{b \times h} = (270.615 \times 10^{-2}) / (0.4 \times 0.7) = 9.665 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1. l'acrotère**III.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)
- IL a pour rôle de :
 - Protection d'étanchéité.
 - Servant comme garde-corps.
 - Entretien des façades.

III.1.2. Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

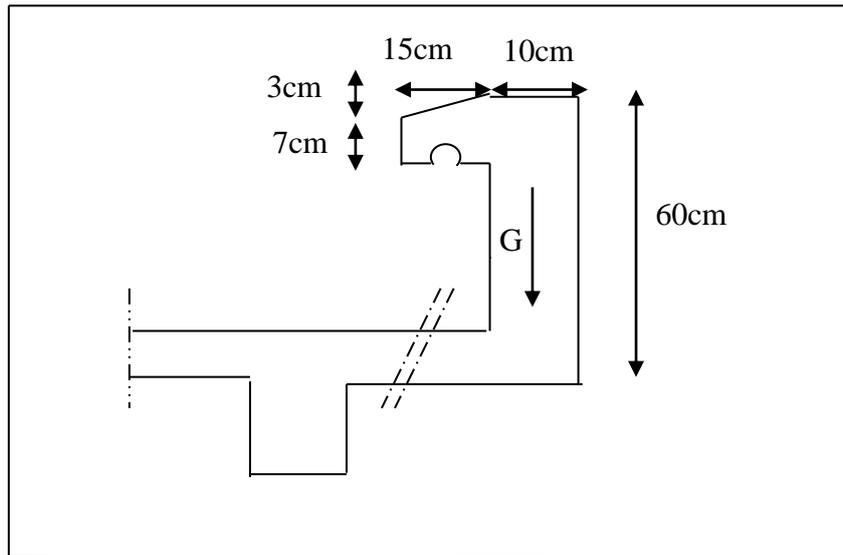


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère

III.1.3. Evaluation des charges

a) charge permanente :

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1)/2 + 0.07 \times 0.1] \Rightarrow S = 0.0732 \text{ m}^2$$

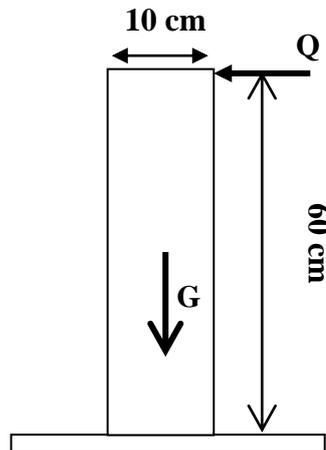


Figure III.1.2 : Evaluation des charges

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

(de la main courante de personne).

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

c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$ **A**: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ **C_P**: facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.837 \text{ KN/ml}$ **W_P**: poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.837 \quad \Rightarrow \quad F_P = 0.88 \text{ KN/ml}$$

• **Pour G** : $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

• **Pour Q** : $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

• **Pour F_p** : $N_{F_p} = 0$

$$M_{F_p} = 0.6 \times 0.88 = 0.528 \text{ KN/ml}$$

$$T_{F_p} = F_p = 0.88 \text{ KN/ml}$$

On a : $F_p \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

III.1.4. Evaluation des sollicitations :• **Etat limite ultime :**

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.837 = 2.48 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

• **Etat limite de service :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1.837 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

• **Vérification de non flambement:**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$L_f = 2 \cdot L_0 \qquad L_f: \text{ la longueur de flambement.}$$

$$= 2 \times 0.6 \Rightarrow \mathbf{L_f = 1.2 \text{ m}}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \qquad a: \text{ l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$= \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \mathbf{\lambda = 41.57} \qquad \lambda: \text{ l'élancement.}$$

L'excentricité:

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e_0 = 1.7 \text{ cm}} \qquad e_0: \text{ l'excentricité du noyau central.}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.48} = 0.36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e_1 = 36 \text{ cm}} \qquad e_1: \text{ l'excentricité du premier ordre}$$

$$e_1 > e_0 \Rightarrow \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

$$\lambda_{\text{max}} = \text{Max}((50, \min(100, e_1/a)) \text{ cm}$$

$$= \text{Max}((50, \min(100, 0.36/0.1)) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\lambda_{\text{max}} = 50}$$

on a : $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{\text{max}} = 50$ donc : pas de risque de flambement.

L'excentricité total de calcul :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right)$$

$$= \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{60}{250} \right) \Rightarrow \mathbf{e_a = 2\text{cm.}}$$

$$e_2 = \left(3 \times \frac{L_f^2}{10000 \times h} \right) (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$$\alpha = 0 \qquad \text{car : G ne crée aucun moment.}$$

$$\varphi = 2$$

donc : $e_2 = (3 \times \frac{(1.2)^2}{10000 \times 0.1}) \times 2 \Rightarrow e_2 = 0.86 \text{ cm}$

Alors : $e = e_a + e_1 + e_2$

$= 2 + 36 + 0.86 \Rightarrow e = 38.58 \text{ cm}$

Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)

$\delta_f = \begin{cases} \min(1 + 0.15(\lambda/35)^2 (a/e_0) , 1.4) & \dots\dots\dots \text{si : } e_0 / h > 0.75 \\ 1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 & \dots\dots\dots \text{si : } e_0 / h \leq 0.75 \end{cases}$

• $\lambda = \frac{Lf \sqrt{12}}{a} = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = 41.57$

• $e_1/a = 3.6 > 0.75$

Donc: $\delta_f = \min [1.4 ; 1 + 0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)]$
 $= \min [1.4 ; 1 + 0.15(41.57/35)^2 \times (0.1/0.36)]$
 $= \min [1.4 ; 1.059]$

Alors : $\delta_f = 1.059$

III.1.5. Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :** Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases}$

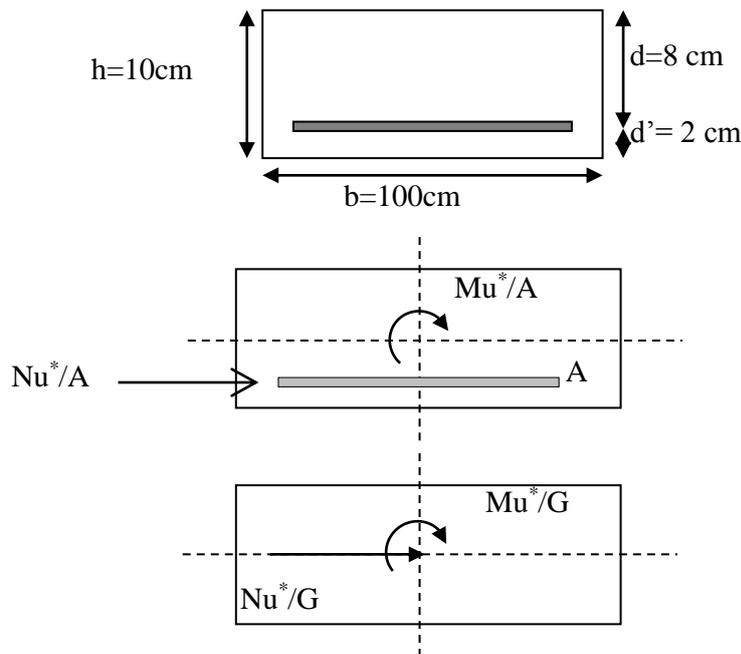


Figure III.1.3 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère

- Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 2.48 = \mathbf{2.626 \text{ KN}}$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a) = 2.626 (0.36 + 0.02) = \mathbf{0.99 \text{ KN.m}}$$

- Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :

$$\begin{aligned} M_{UA}^* &= M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2) \\ &= 0.99 + 2.48 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{UA}^* = 1.064 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

- Calcul à la flexion simple :

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.16} \Rightarrow \mathbf{\mu = 0.012}$$

$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

On a le domaine(1), $\epsilon_s = 1 \%$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \mathbf{\alpha = 0.015}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow \mathbf{Z = 7.95 \text{ cm}}$$

$$A_f = M_{UA}^* / Z \times \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_f = 38.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_s = 0,30 \text{ cm}^2}$$

Tableau III.1 : Calcul de la section des armatures.

M_{UA}^* (KN/ml)	μ	α	z (m)	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A_f (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
1.064	0.012	0.015	0.0795	1	348	0.383	0.30

➤ Calcul à l'E.L.S :

- Position du centre de pression : $N_{ser} = 1.837 \text{ KN}$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.837 = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m.}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **Sollicitations majorées :**

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 1.837 = \mathbf{1.945 \text{ KN}}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 0.6) + (1.945 \times 0.02) = \mathbf{0.67 \text{ KN.m}}$$

- **Le moment fictif:**

$$M_{serA}^* = M_{serG}^* + N_{ser}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.67 + 1.945 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{serA}^* = 0.728 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul au flexion simple:**

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \mathbf{\sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow \mathbf{M_1 = 0.0195 \text{ KN.m}}$$

$$M_{serA}^* < M_1 \text{ (pas d'armateur comprimé } A' = 0 \text{).}$$

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = \mathbf{0.067 \text{ m}}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.728 / (0.067 \times 240) = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

Calcul à la flexion compose:

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.45 \cdot 10^{-4} - (1.945/240)$$

$$\mathbf{A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Mais: } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

- **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

$$= \text{Max}[0.30, 0.36, 0.966] \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.966 \text{ cm}^2}$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 / ml** $\mathbf{A_s = 2.01 \text{ cm}^2}$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1,5 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = 0,0015 / (1 \times 0,08) = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 3 \text{ MPa})$$

$$= \min (2,5 \text{ Mpa} , 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u' = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bu}}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_{bu}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}}$$

$$K = N_{\text{ser}} / I \cdot Y \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

- **Position du centre de pression (C):**

C : c'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : la distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C$$

$$C = h/2 - e_0 = 0,1/2 - 0,6/1,837 \Rightarrow C = -0,276 \text{ m}$$

$C < 0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

- **Calcul de la solution :**

Y_c : c'est la solution d'équation.

$$Y_c^3 + p \cdot Y_c + q = 0$$

$$p = -3C^2 - (C - d) \cdot (6n \frac{A'}{B}) + (d - C) \cdot (6n \cdot \frac{A}{B})$$

$$q = -2C^3 - (C - d)^2 \cdot (6n \frac{A'}{B}) + (d - C)^2 \cdot (6n \cdot \frac{A}{B}) \quad ; \quad A' = 0$$

$$\text{Donc : } p = -3C^2 - (C - d) \cdot (6n \frac{A}{B}) = -0,222 \text{ m}^2$$

$$q = -2C3 - (C - d)^2 \cdot (6n \frac{A}{B}) = -0.0397 \text{ m}^2$$

L'équation devient : $Y_c^3 - 0.212 Y_c + 0.0363 = 0$

$$\Delta = q^2 + 4 \cdot p^3 / 27 \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

$$= (0.0363)^2 + 4 \cdot (-0.212)^3 / 27$$

$$= -0.0000448$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul : } \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \sqrt{\frac{-3}{p}}$$

$$\cos \varphi = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.40^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 0.5446 \text{ m}$$

les solution des équation sont :

$$Y_1 = a \cdot \cos(\varphi / 3) = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos(\varphi / 3 + 120^\circ) = 0.543 \text{ m.}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos(\varphi / 3 + 240^\circ) = 0.245 \text{ m.}$$

On choisit la solution qui convient parmi les (3) solutions.

Soit : $Y_1 = Y_c = 0.298 \text{ m.}$

$$Y_{\text{ser}} = Y_1 = C = 2.2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad Y_{\text{ser}} = 2.2 \text{ cm.}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section totale homogène (I) :

$$I = b \cdot Y_s^3 + 15 \cdot A_s (d - Y_s)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 2.079 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = (N_s / I) \cdot Y_c \quad \Rightarrow \quad K = 26331.217 \text{ m}^{-3}$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}} = 26331.217 \times 0.022 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 0.579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.579 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bu}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification à la fissuration :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y_c) \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 22.908 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = 22.908 \text{ MPa} \leq \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Les armatures de répartition:

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm².**

$$\text{L'espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

- Croquis de ferrailage :

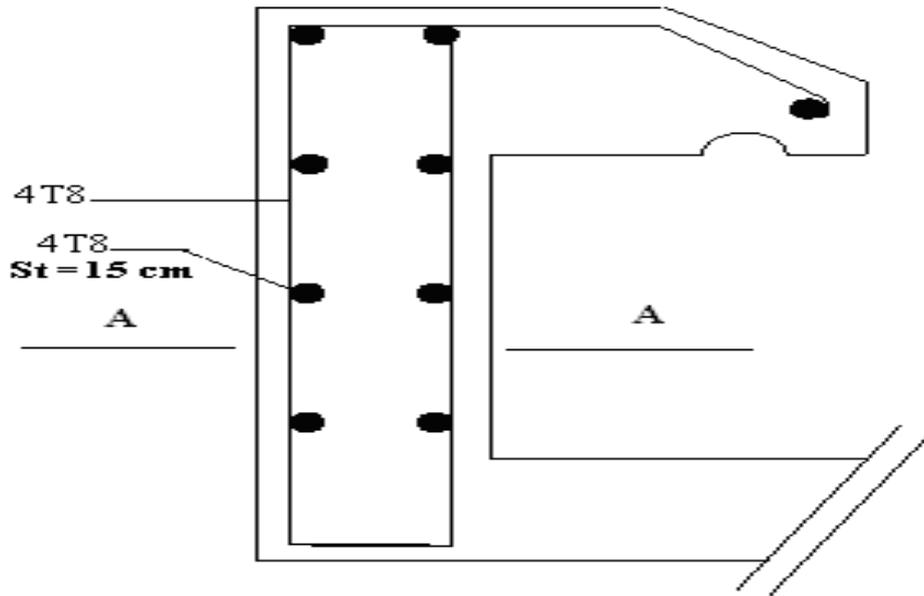
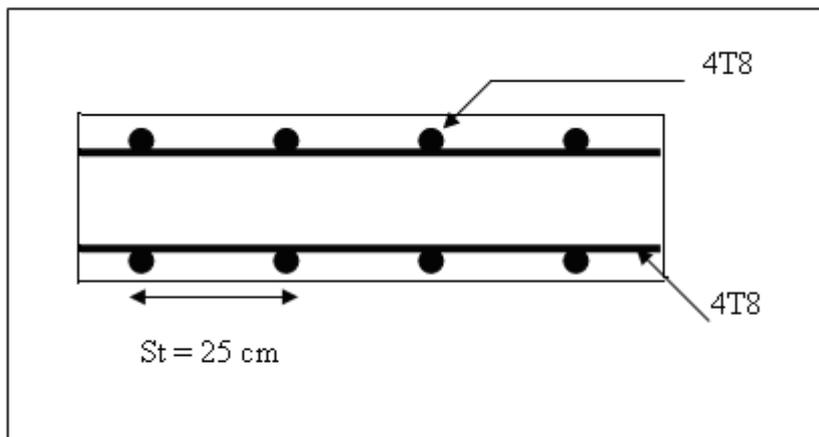


Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Figure.III.1.4 : Schéma de ferrailage



Coupe A-A

Figure.III.1.5 : coupe A-A

III.2. LES ESCALIERS

III.2.1. Définition générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.2.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

III.2.3. dimensionnement d'escalier :

Pour les étages courants :

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autres difficilement, on prend « h »entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g »entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

En pratique on prend $g+2h=64\text{cm}$

Avec : $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

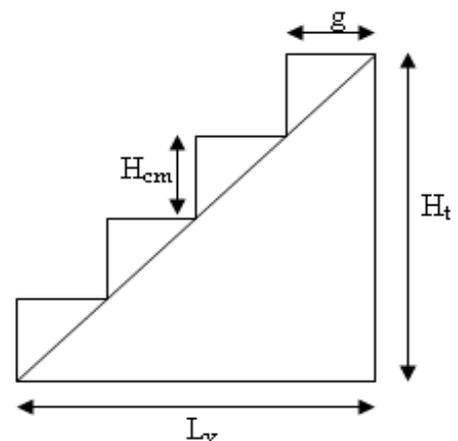


Figure III.1.6 : dimensionnement d'escalier

Dans notre cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g+2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **h = 17 cm**

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

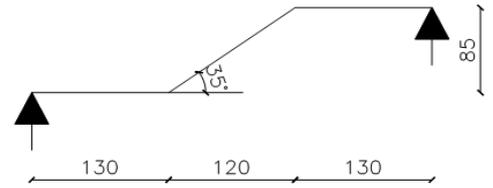


Figure III.1.7 : schéma type 1

- Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/h \quad H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 323/17 = 19 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 18 \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 18 \times 30 = 540 \text{ cm}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 85/120 = 0.708$$

$$\alpha = \text{Arc tg}(0,708) = 35.31^\circ$$

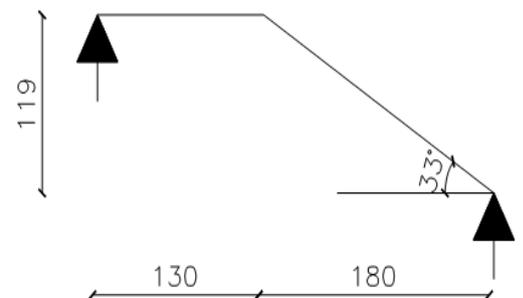


Figure III.1.8 : schéma type 1

- L'épaisseur de la paille : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Paillasse : $L_p = 120/\sin \alpha = 147,06 \text{ cm}$. (L_p =longueur de la paillasse).

$$L = 147.06 + 130 + 130 = 407.06 \text{ cm}$$

$$407.06/30 \leq e \leq 407.06/20$$

$$13.57 \text{ cm} \leq e \leq 20.35 \text{ cm}$$

On adopte: **e = 16cm**..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

III.2.4.Ferraillage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $c = 2 \text{ cm}$.

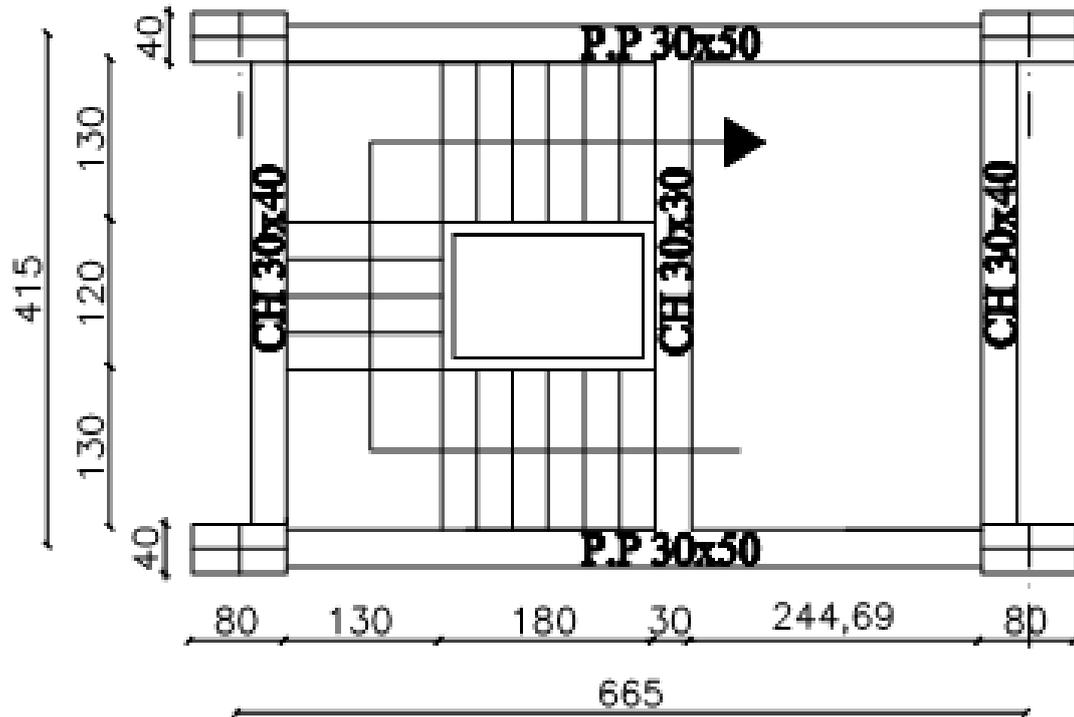


Figure III.1.9 : schéma « Escalier Vue en Plan »

a) Calcul des sollicitations à ELU :

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

Evaluations des charges : ($\alpha=35.31^\circ$)

Tableau III-2 Evaluations des charges-escaliers

	G (KN)	Q (KN)	$qu = (1.35G + 1.5Q) / \cos\alpha$	$qs = (G + Q) / \cos\alpha$
Paillasse	8,5	25	18,7	13,5

	G (KN)	Q (KN)	$qu = (1.35G + 1.5Q)$	$qs = (G + Q)$
Palier	5,4	25	11	7,9

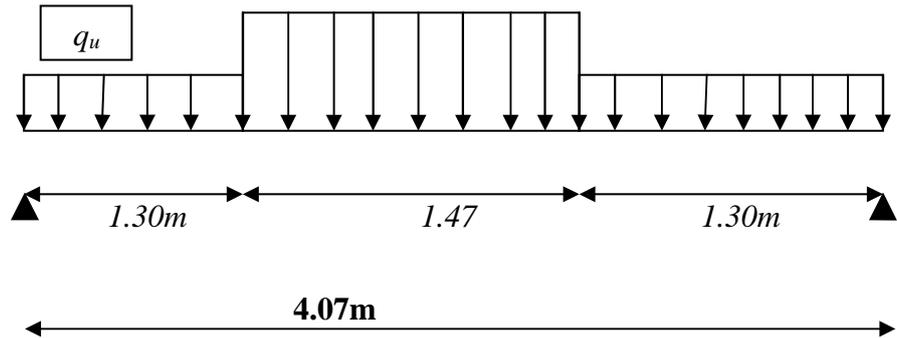


Figure III.1.10 : Evaluations des charges

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \text{pour (1ml)}$$

Palier : $q_1 = q_3 = 11.00 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 18.70 \text{ KN/ml}$

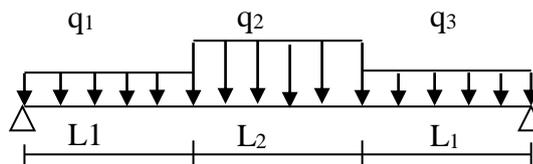


Figure III.1.11 Evaluations des charges Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 1.30 \text{ m}$

$L_2 = 1.47 \text{ m}$

$L_3 = 1.30 \text{ m}$

Alors : $q_{eq} = 13.78 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments : $l = 4.08 \text{ m}$

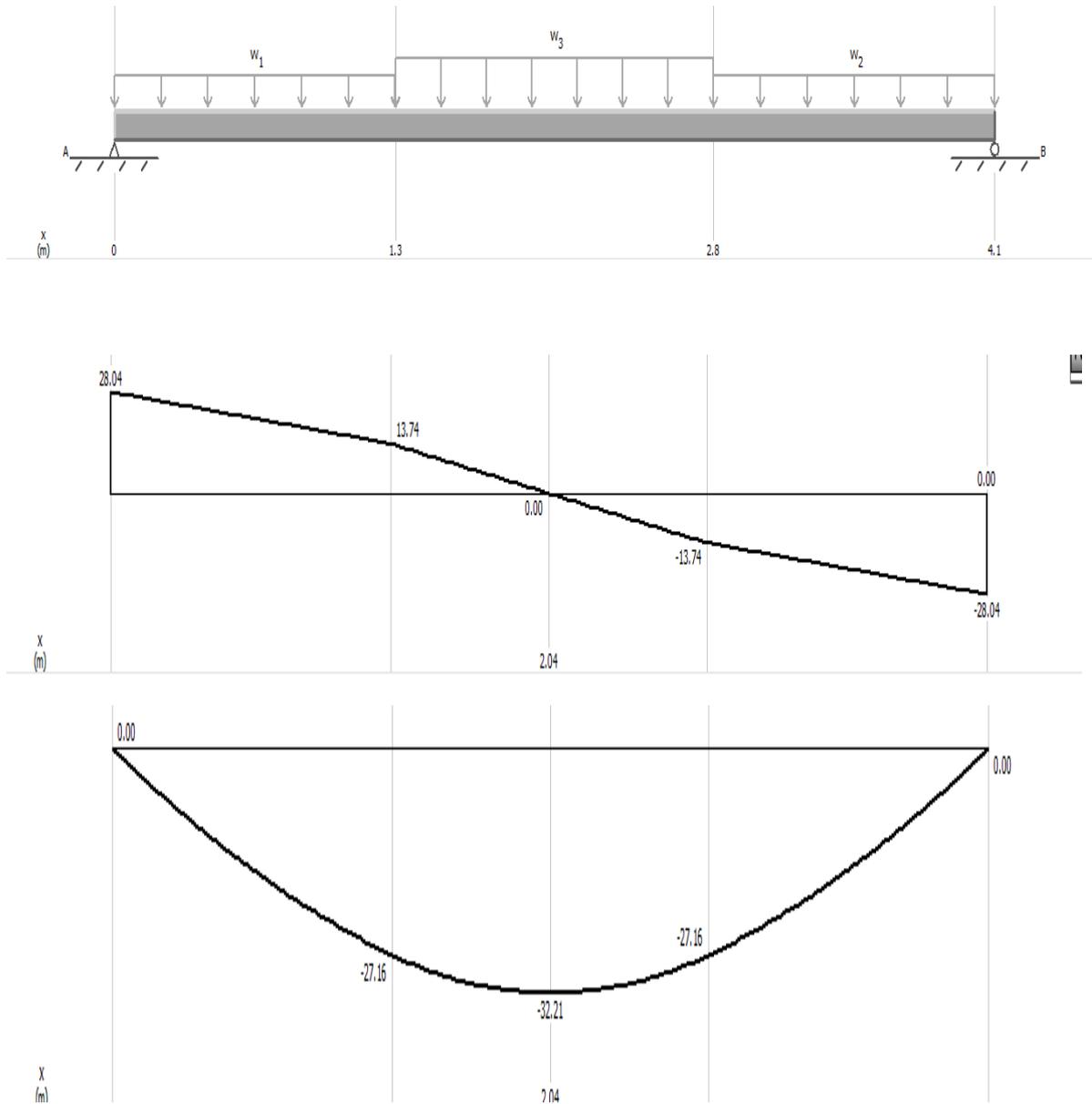


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELU

.moment isostatique : $M_0 = 32.21 \text{ KN.m}$

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 27.38 \text{ KN.m}$

.moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0 = 9.66 \text{ KN.m}$

-Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_c$$

$$= \frac{0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$d = e - c - \Phi / 2 = 16 - 2 - 1/2 \Rightarrow d = 12.5 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

Tableau III.3 les armatures longitudinales des Escaliers

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	A	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	100	12.5	27.38	0.12	0.16	11.70	1.51	6.72	6T ₁₂ =6.78
Appuis	100	12.5	9.66	0.04	0.05	12.25	1.51	2.26	6T ₁₀ =4.71

- Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

- En travée: $S_t = 100/5 = 20.00 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

- Sur appui : $S_t = 100/5 = 20.00\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

- Armature de répartition :

- En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 6.78/4 = 1.695 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₁₀=2.36cm²**

- Sur appui : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 4.71/4 = 1.178 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₈=1.52cm²**

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1 / 400 = 1.51 \text{ cm}^2$$

-Vérification à ELU :

Contrainte tangentielle du béton :

- Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5)\text{MPa} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = 28.04 \Rightarrow V_u = 28.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.228MPA \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.224MPA$$

$$\tau_u = 0.224MPA \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPA \dots\dots\dots C.V$$

• **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.167MPA$$

$$\tau_u = 0.226 MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.167MPa \dots\dots\dots C.V$$

b) calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

$$q_{ser} = g + q \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$

Palier : $q_1 = q_3 = 7.90 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 13.50 \text{ KN/ml}$

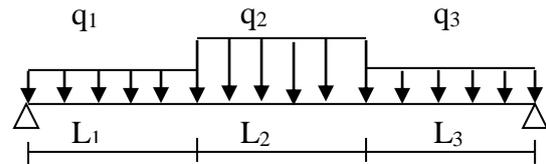


Figure III .13 : Evaluations des charges

- **Charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 1.30 \text{ m}$

$L_2 = 1.47 \text{ m}$

$L_3 = 1.30 \text{ m}$

Alors : $q_{eq} = 9.92 \text{ KN/ml}$

-Vérification à l'E.L.S :

- Calcul des moments : $l=4.07$ m

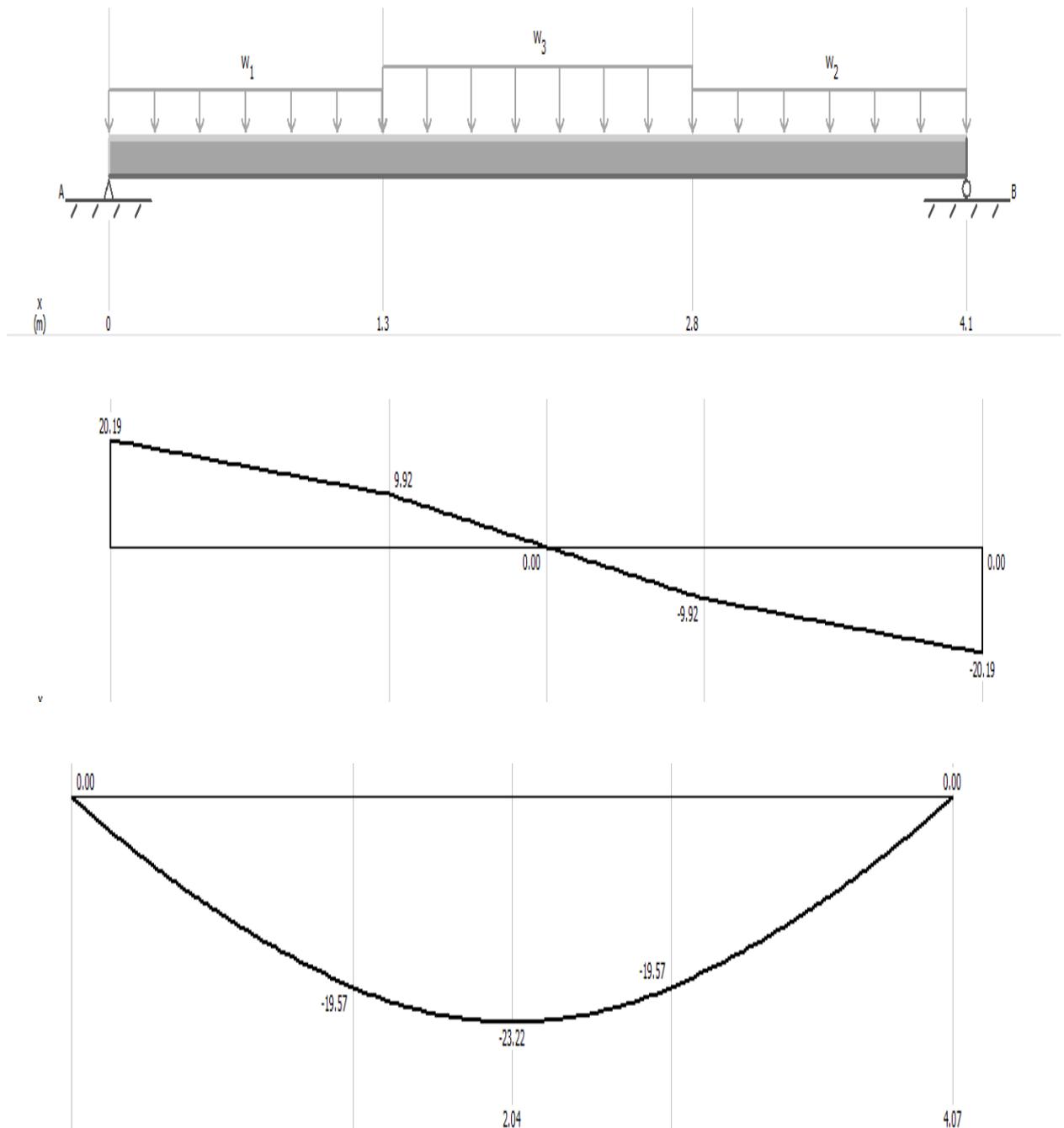


Figure III .14 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS

.moment isostatique : $M_0= 23.22$ KN.m

.moment en travée : $M_t= 0.85.M_0= 19.737$ KN.m

.moment sur appui : $M_a= 0.30.M_0= 6.966$ KN .m

- Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

• **En travée :** $\alpha = 0.16$ (Tableau) ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.387$; $f_{c28} = 25$ MPa

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$

$\alpha = 0.15 \leq 0.444$ C.V

• **Sur appui :** $\alpha = 0.05$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.387$

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$

$\alpha = 0.05 \leq 0.444$ C.V

====> Les conditions sont vérifiées , donc la vérification des fissurations est inutile.

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.04 \geq 0.04 \rightarrow c.v \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 12.5} = 0.0054 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{array} \right.$$

III.2.5. Etude de la poutre brisée :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

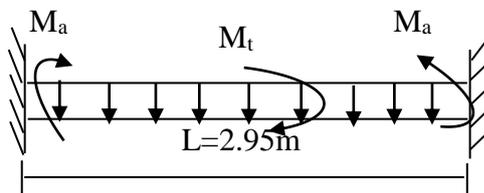


Figure III .15 :schéma de poutre brisée

- Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{407}{15} \leq h \leq \frac{407}{10} \\ 27.13 \leq h \leq 40.7 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \quad \dots \dots \dots \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

→ Donc on choisie un section de la poutre palière ($\mathbf{b \times h = 30 \times 35}$) cm^2

➤ Calcul en flexion :**- Evaluation des charges :**

- **Charge permanente :**

➤ poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{2.625 \text{ KN/ml}}$

➤ poids du palier : $R_1 = \frac{q_u l}{2} = \frac{11.00 \times 1.30}{2} = \mathbf{7.15 \text{ KN/ml}}$

➤ poids du paillasse : $R_2 = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.70 \times 2.14}{2} = \mathbf{20.00 \text{ KN/ml}}$

- **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 0.25 \times (1.30 + 2.14) / 2 = \mathbf{0.43 \text{ KN/ml}}$

- Calcul a l'E.L.U :

La poutre brisée se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

• **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 2.625 + (7.15 + 20.00) \Rightarrow q_u = 30,69 \text{ KN/ml}$$

les moments : $l = 3.44 \text{ m}$

- le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 45.40 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 38.59 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 13.62 \text{ KN.m}$

III.2.5.1. Ferrailage de la poutre brisée :

- Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_c$$

$$= \frac{0.23 \times 100 \times 32 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 \Rightarrow d = 32 \text{ cm}$$

Tableau III.4 Ferrailage de la poutre brisée

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	38.59	0.027	0.034	31.57	1.63	3.51	3T ₁₄ =4.62
Appui	30	32	13.62	0.009	0.011	31.86	1.63	1.23	3T ₁₂ =3.39

- Vérification à l' E.L.U :

Condition de non fragilité :

$$A_{smin}=0,23.d.b(f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min}= 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{adopté} \dots\dots\dots CV$$

-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2..f_{c28}/\gamma_b; 5MPa)= 3,33MPa$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{30.69 \times 3.44}{2} = 52.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.550 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,550MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots CV$$

- Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,4MPa$$

$$et : S_t \leq \min (0,9d; 40cm) = 28,8cm$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \frac{30 \times 28,8}{400} = 0,864cm^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.864 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4T8 = 2,02cm²**

Calcul à l'E.L.S :

Les charges sollicitée :

Charge permanente :

➤ poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

➤ poids du palier : $R_1 = \frac{q_u l}{2} = (7.90 \times 1.30) / 2 = 5.135 \text{ KN/ml}$

➤ poids du paillasse : $R_2 = \frac{qul}{2} = \frac{13.50 \times 2.14}{2} = 14.45 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.25 \times (1.30 + 2.14) / 2 = 0.43 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q + R = 2.625 + (5.135 + 14.45) \Rightarrow q_s = 22.21 \text{ KN/ml}$$

- le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 32.85 \text{ KN.m}$

- le moment en travée : $M_t=0,85M_0= 27.92 \text{ KN.m}$
- le moment sur appui : $M_a=0,30M_0= 6.66 \text{ KN.m}$

- Vérification à l'E.L.S :

Contrainte maximale du béton :

- En travée : $\alpha = 0,034$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 38.59 / 27.92 = 1,38$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,44$$

$$\alpha = 0,034 \leq 0,625 \dots\dots\dots CV$$

- Sur appui : $\alpha = 0,011$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 13.62 / 6.66 = 2.045$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,77$$

$$\alpha = 0,011 \leq 0,77 \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{344} = 0,102 \geq 0,062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,102 \geq 0,085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 32} = 0,004 \leq 0,01 \dots\dots\dots CV$$

—————> Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.2.6. Plan de ferrailage des escaliers :

➔ Poutres brisée :

En travée : 3T14 = 4.62 cm²

Sur appui : 3T12 = 3.39 cm²

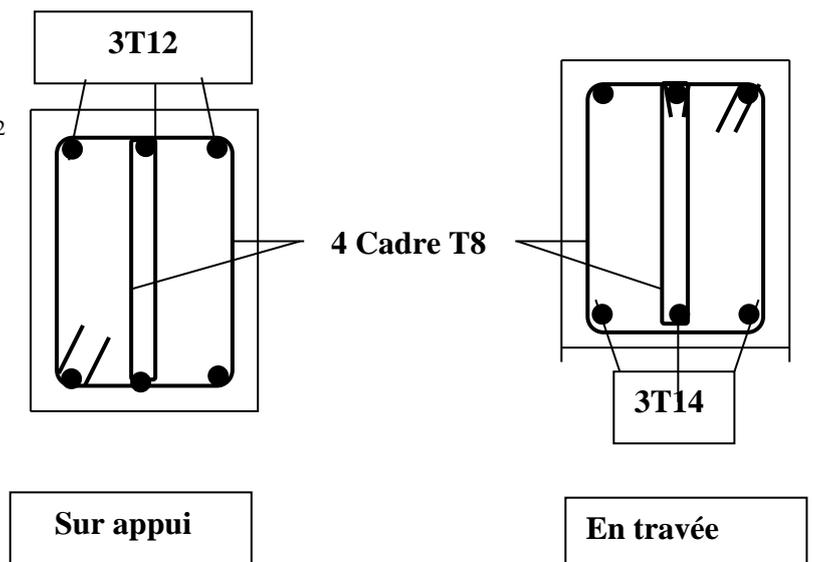


Figure III .16 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.3. les balcons

III.3.1.Introduction:

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, ou encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher , comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher. On fait notre calcul sur le balcon le plus sollicité pour une bande de 1m

. III.3.2. Etude Des Balcons:

Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur une cote appartenant au plancher pour le calcul RDM, on a fait un calcul à l'aide de programme «MDSolids».

- Balcon étage courant :

a- Pré dimensionnement :

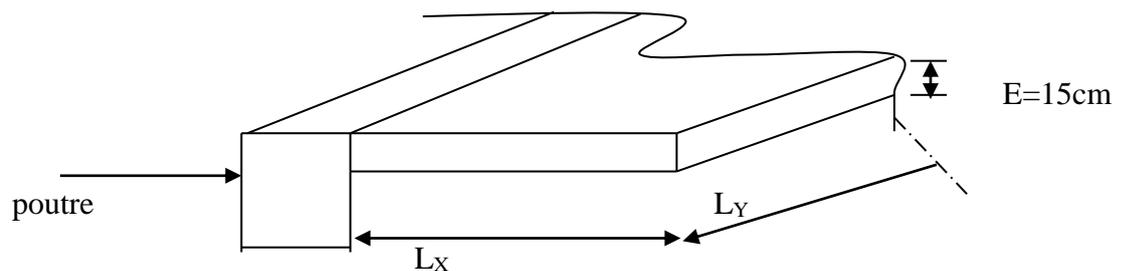


Figure III.17 : schéma du balcon

On a : $L_x=1.00\text{m}$; $L_y=3.85\text{m}$

Et on a : $\frac{L_x}{L_y} = 0.26$

L'épaisseur : $\frac{L_y}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12.83$

On prend : $e = h = 15 \text{ cm}$

b- Evaluation des charges :

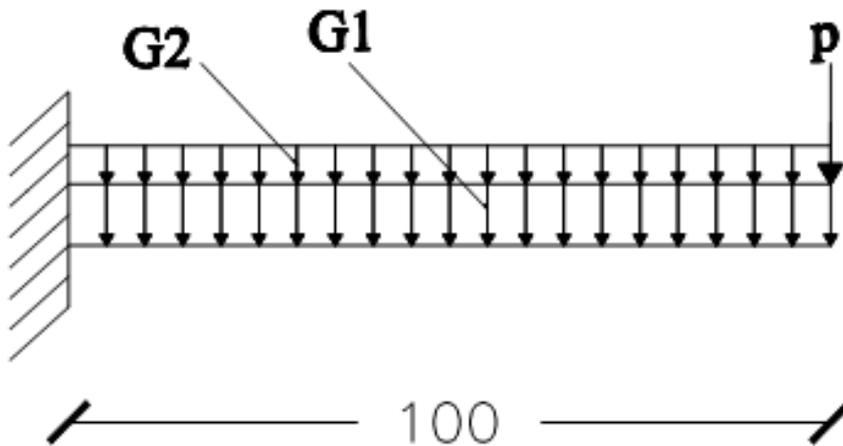


Figure III.18 : Evaluations des charges

- charges permanentes: $G_1=5,30 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation: $G_2= 3.5 \text{ KN/m}^2$
- charge du à la main courante : $Q= 1.00 \text{ KN/m}^2$
- poids du mur $p=1.20 \text{ KN/m}^2$

C. détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

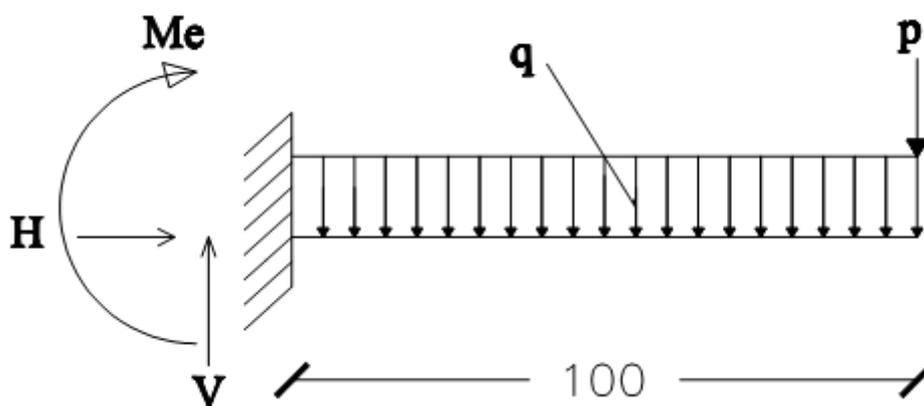


Figure III.19 : Evaluations des charges

1/ ELU :

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5G_2 = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 3.50 = 12.40 \text{ KN/M}$$

$$p_u = 1.35 \times 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.944 \text{ KN}$$

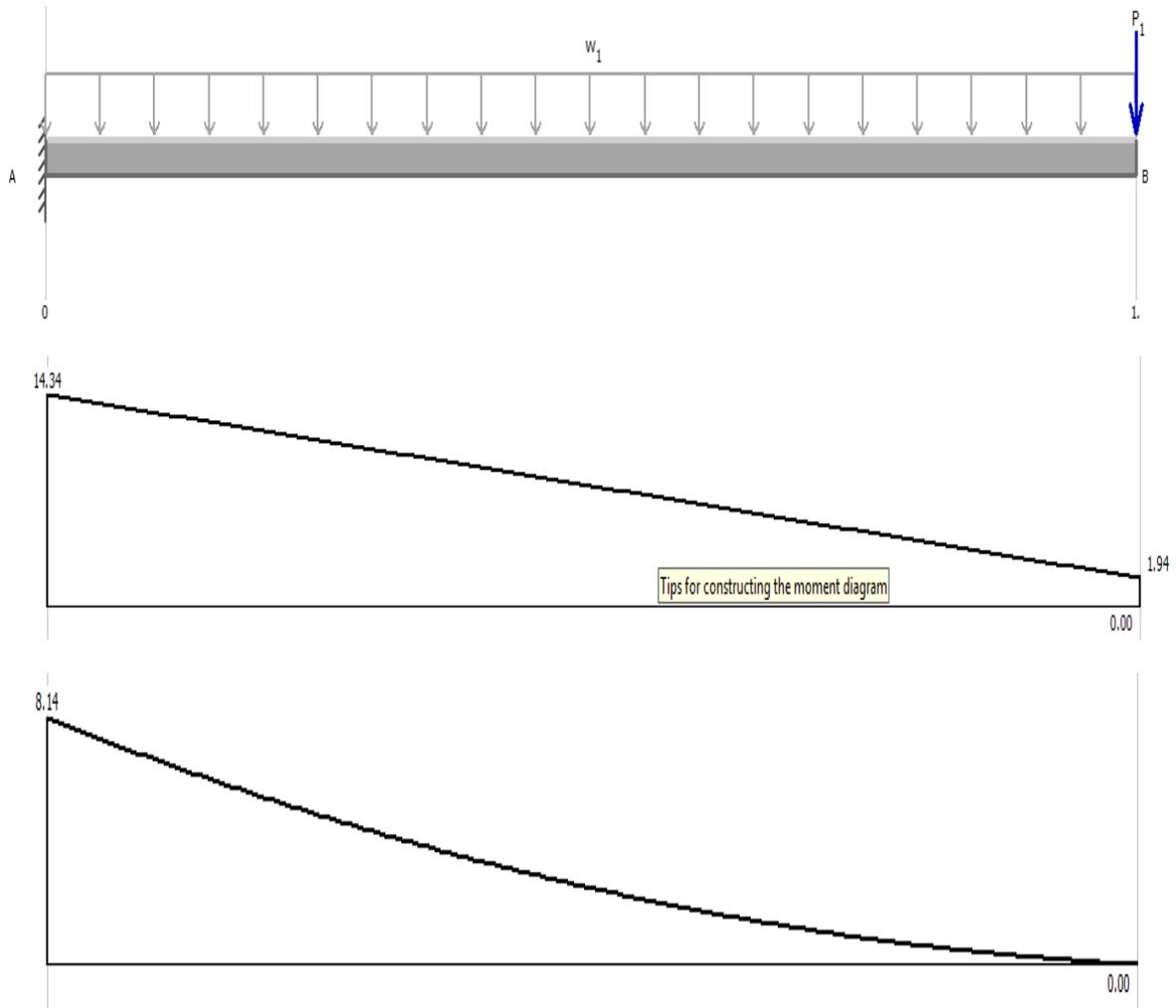


Figure III.20: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELU

2/ ELS :

$$q_s = G_1 + G_2 = 5.30 + 3.50 = 8.80 \text{ KN/M}$$

$$p_s = 1.20 * 1.20 * 1 \text{ ml} = 1.44 \text{ KN}$$

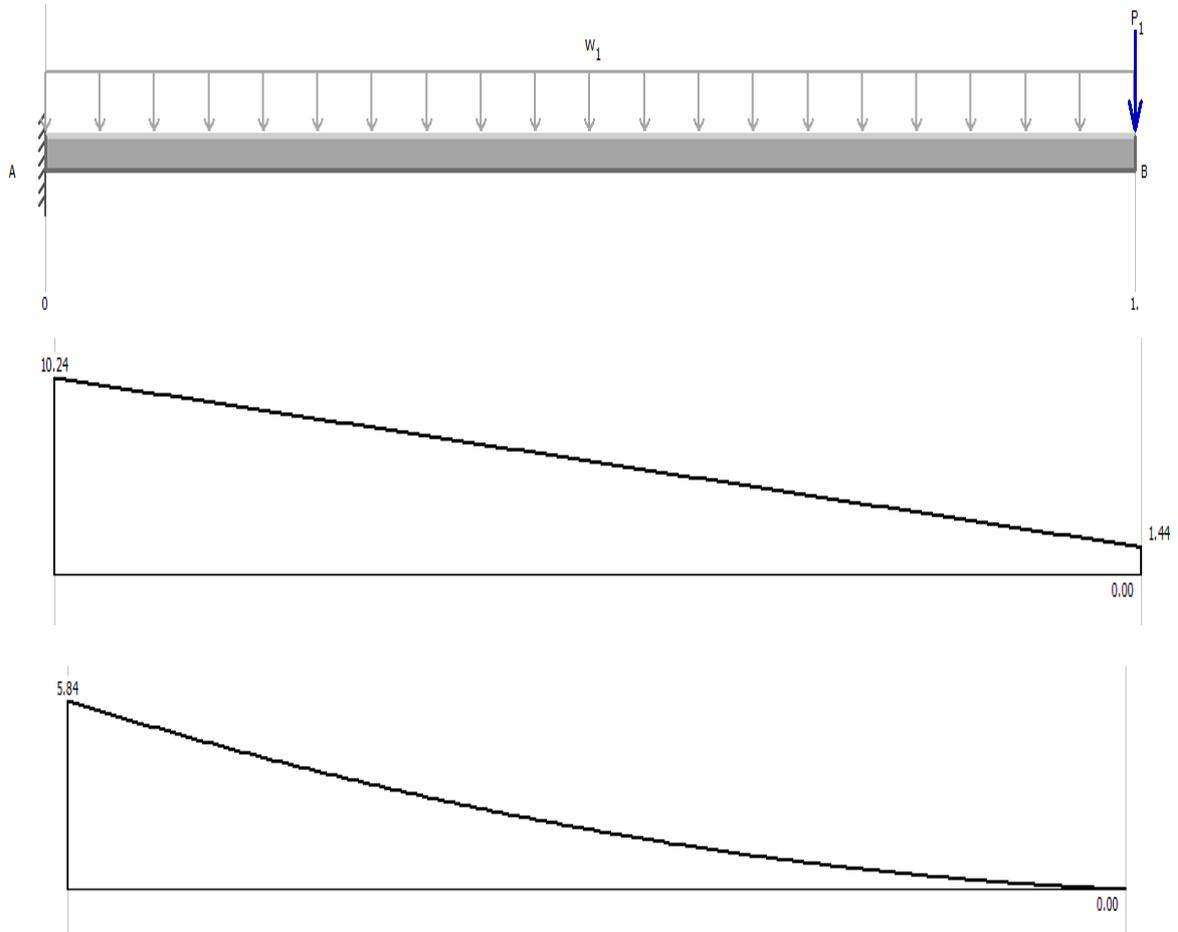


Figure III.21: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS

Selon le Programme MDSolids, les résultats obtenus sont :

Tableau III.5 résultat obtenus Selon le Programme MDSolids

	Pu (kn)	Ps (kn)	qu (Kn/ml)	qs (Kn/ml)	Mu (Kn.ml)	Ms (Kn.ml)	Vu (Kn)	Vs (Kn)
E. courant	1.944	1.44	12.40	8.80	8.14	5.84	14.34	10.24

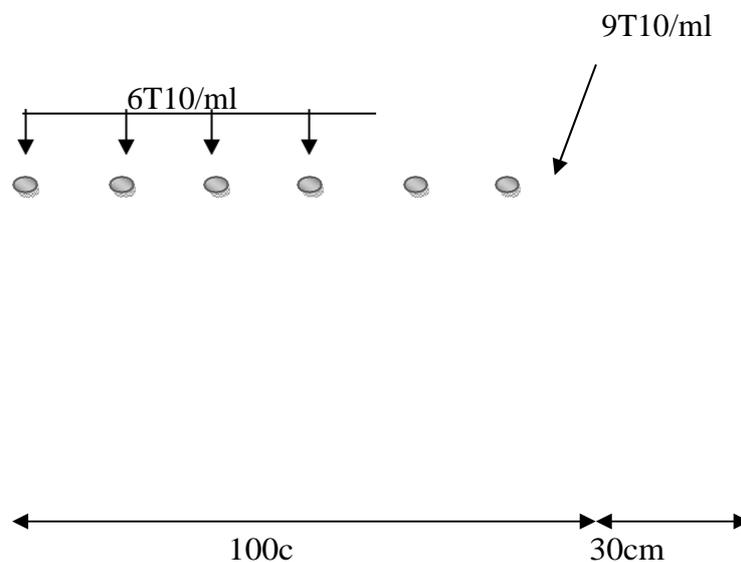


Figure III-22.ferraillage de balcon

d- ferraillage :

- **Condition de non fragilité :**

$b=100 \text{ cm} ; h=15 \text{ cm}$

$\phi_x, \phi_y \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \Rightarrow \phi = 1 \text{ cm}$

$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 15 - 1 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 \text{ cm}$

$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13.5 - 1 \Rightarrow d_y = 12.5 \text{ cm}$

- **Sections minimales:**

Sens x-x : $A_{min} = 0.0008.b.h = 1.20 \text{ cm}^2$ BAEL91

Sens y-y : $A_{min} = 0.0008.b.h.(3-\alpha)/2 = 1.644 \text{ cm}^2$ ($\alpha = L_y/L_x = 0.26$)

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s}$$

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

Section	M _{xx} (KN.m)	
	Sur appuis	En travée
M _u (KN.m)	-8.33	2.12
b (m)	1	1
d (m)	10.5	10.5
μ	0.0533	0.01357
α	0.0685	0.01707
Z (cm)	0.1021	0.1042
A _s (cm ²)	2.35	0.58
A _{min} (cm ²)	1.003	1.003
A _{adoptée} (cm ²)	5T8=2.51	3T8=1.51

• Vérification à l'E.L.U :

Espacement minimal :

Sens y-y : le moins sollicité

$$S_t \leq \min(4.h ; 45\text{cm}) = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Sens x-x: le plus sollicité.

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

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

- **Contrainte tangentielle du béton :**

- **Fissuration non préjudiciable :**

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

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

Pour : $L_y = 1.225 \text{ m}$; $V_u = T_{YZ} = 16.67 \text{ KN}$ SOCOTEC

Pour : $L_x = 3.40 \text{ m}$; ; $V_u = T_{ZX} = 36.12 \text{ KN}$ SOCOTEC

$$\tau_u = \frac{36.12}{1 \times 0.105} = 344 \text{ KN/m}^2 = 0.344 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

⇒ Donc pas d'armatures transversales.

- **vérification à l'E.L.S**

- **Contrainte tangentielle du béton :**

Sens x-x

En travée:

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 2.12 / 1.68 = 1.26 \quad ; \quad \alpha = 0.017$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.38$$

$$\alpha = 0.017 < 0.38 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$$

Sens y-y:

En travée

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 0.16 / 0.14 = 1.14 \quad ; \quad \alpha = 0.015$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.015 < 0.32 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$$

Condition vérifiée ⇒ pas de vérification des fissurations.

Plan de ferrailage :

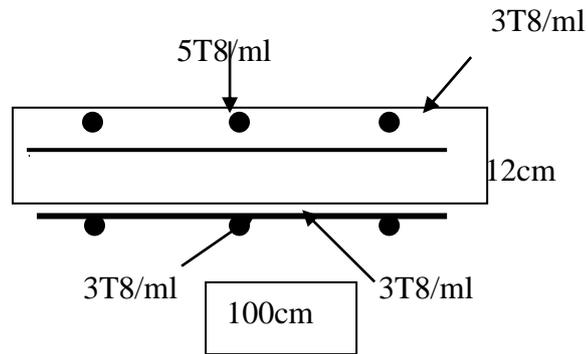


Figure III-23. Coupe longitudinal

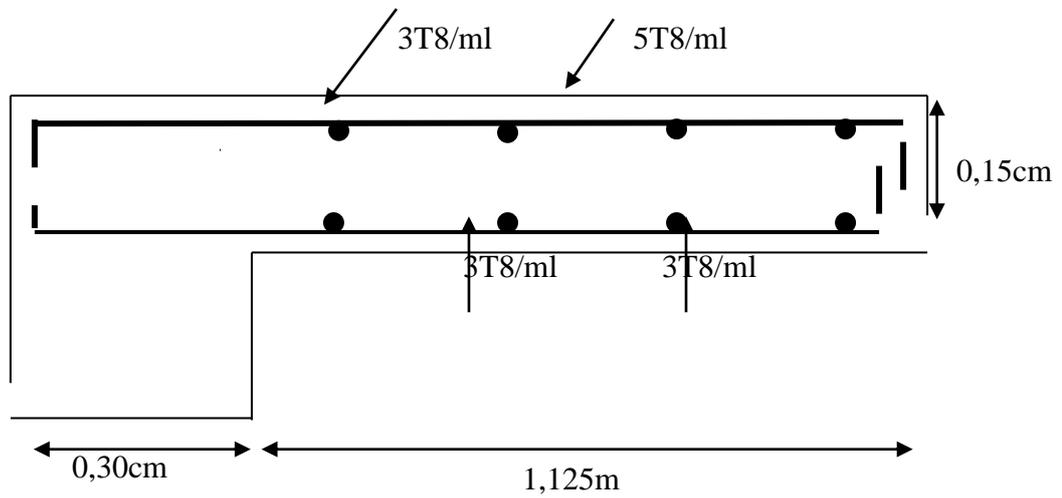


Figure III-24. Coupe transversal

IV.1. Etude des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

➤ **Dalle à corps creux**

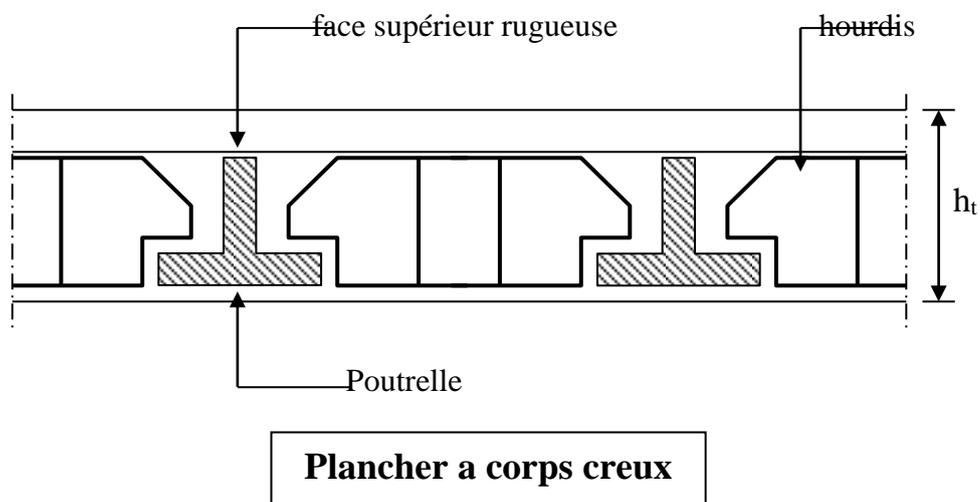


Figure IV.1 : Plancher a corps creux

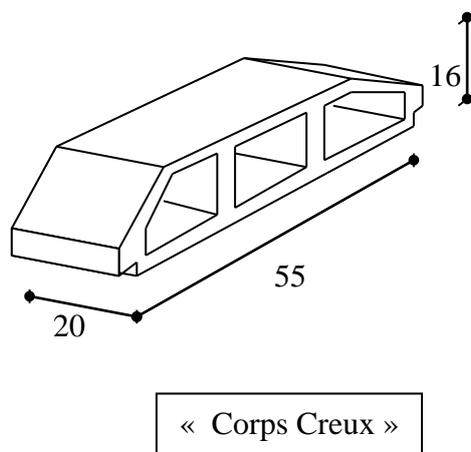


Figure IV.2 : Corps Creux

IV.2. Dimensionnement des poutrelles :

A - Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91** , on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.82, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

- Plancher étage courant:

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.80, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$CV

2^{ème} Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.35}{3.10} = 1.08 \leq 1.25$ CV

- $0.8 \leq \frac{4.15}{3.35} = 1.23 \leq 1.25$CV

- $0.8 \leq \frac{4.15}{4.15} = 1.00 \leq 1.25$CV

3^{ème}. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »CV

4^{ème}. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D’après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

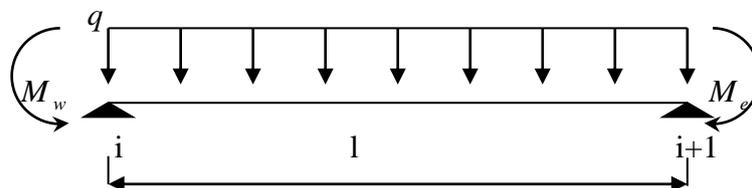
B - Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ (le rapport des charges d’exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



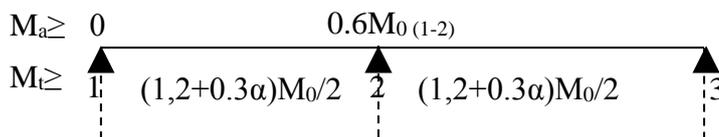
D’après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

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

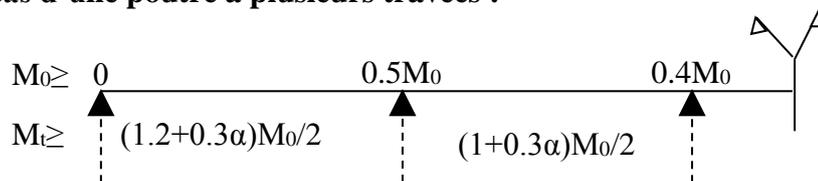
2 • $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$

- Les valeurs minimales des moments :

• cas d’une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



• cas d’une poutre à plusieurs travées :

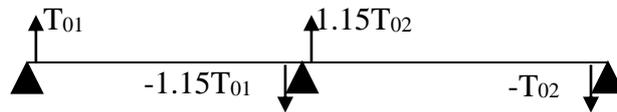


Remarque :

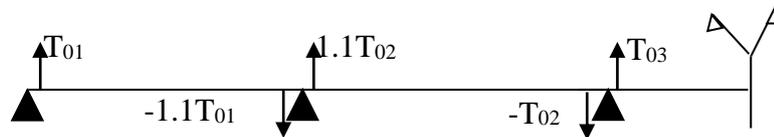
dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

- Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



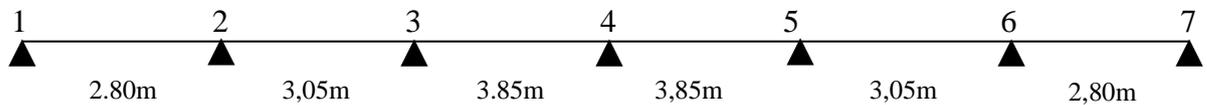
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



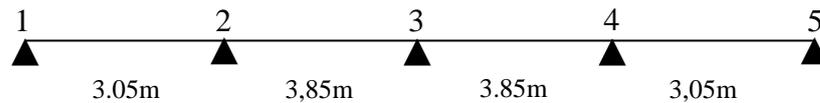
a-Evaluation des charges : (charge sollicitée sur les poutrelles)

1- plancher terrasse :

1.1- Type 1 poutrelle à 06 travées



1.1- Type 2 poutrelle à 04 travées



1.1- Type 1 poutrelle à 06 travées

Charge permanente : $G = 6.41 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{1 + 6.41} = \mathbf{0.135}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.135) = \mathbf{1.041}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.135) / 2 = \mathbf{0.520}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.135) / 2 = \mathbf{0.620}$$

Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (6.41) + 1.5 (1)] 0.65 = \mathbf{6.600 \text{ KN/ml}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.600 \times (3.85)^2}{8} = \mathbf{12.229 \text{ KN.m}}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 12.229 = \mathbf{1.834 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 12.229 = \mathbf{6.115 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 12.229 = \mathbf{4.892 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 12.229 = \mathbf{4.892 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 12.229 = \mathbf{4.892 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 12.229 = \mathbf{6.115 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 12.229 = \mathbf{1.834 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.229) - (1.834 + 6.115)/2 = 8.866 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.135) \times 12.229/2 = 3.791 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = 8.866 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.229) - (6.115 + 4.892)/2 = 7.337 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 12.229/2 = 3.180 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 7.337 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.229) - (4.892 + 4.892)/2 = 7.948 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 12.229/2 = 3.180 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 7.948 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_u L/2 = 6.600 \times 2.80 / 2 = \mathbf{9.24 \text{ KN}}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 9.24 = \mathbf{10.164 \text{ KN}}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.600 \times 3.05 / 2 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

$$T_e (2-3) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.05 / 2 = \mathbf{10.065 \text{ KN}}$$

$$T_w (3-4) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85 / 2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_e (3-4) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85 / 2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_w (4-5) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85 / 2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_e (4-5) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85 / 2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_w (5-6) = q_u L/2 = 6.600 \times 3.05 / 2 = \mathbf{10.065 \text{ KN}}$$

$$T_e (5-6) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 * 6.600 \times 3.05 / 2 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

$$T_w (6-7) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.80 / 2 = \mathbf{10.164 \text{ KN}}$$

$$T_e (6-7) = q_u L/2 = 6.600 \times 2.80 / 2 = \mathbf{9.24 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (6.41+1) \times 0.65 = \mathbf{4.817 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 (3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.817 \times (3.85)^2}{8} = \mathbf{8.925 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 8.925 = \mathbf{1.339 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 8.925 = \mathbf{4.463 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0 (3-4) = 0.4 \times 8.925 = \mathbf{3.570 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0 (3-4) = 0.4 \times 8.925 = \mathbf{3.570 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_0 (3-4) = 0.4 \times 8.925 = \mathbf{3.570 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 8.925 = \mathbf{4.463 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 8.925 = \mathbf{1.339 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.925) - (1.339+4.463)/2 = 6.470 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.135) \times 8.925 / 2 = 2.767 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = \mathbf{6.470 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$\text{Mt}_{(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.925) - (4.463+3.570)/2 = 5.355 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 8.925/2 = 2.321 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt₍₂₋₃₎ = Mt₍₅₋₆₎ = 5.355 KN.m

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$\text{Mt}_{(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.925) - (4.463+4.463)/2 = 4.908 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 8.925/2 = 2.321 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt₍₃₋₄₎ = Mt₍₄₋₅₎ = 4.908 KN.m

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

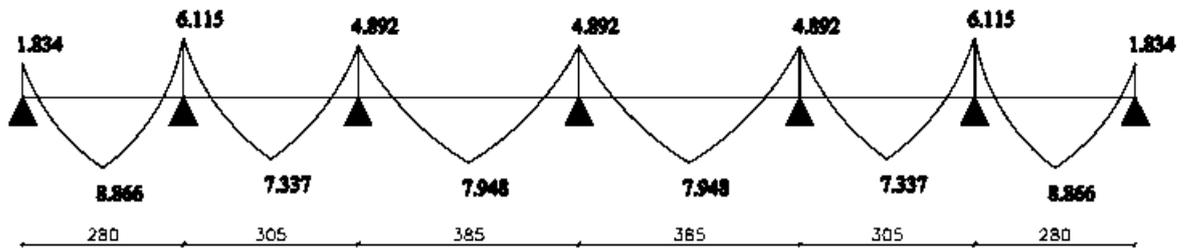


Diagramme des moments à L'.ELU

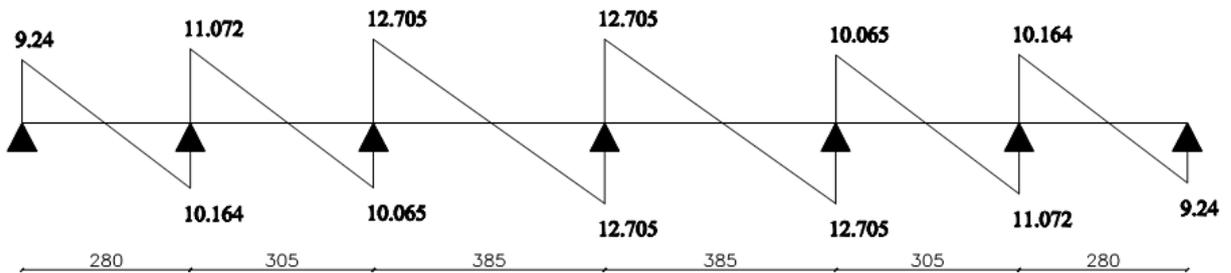


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

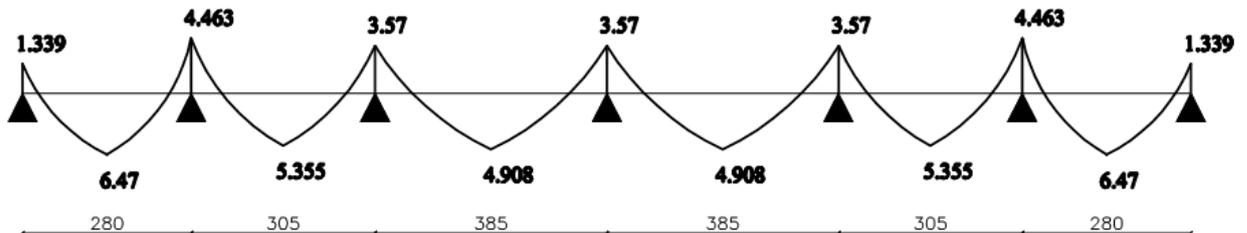


Diagramme des moments à l'E.L.S.

1.2 - Type 2poutrelle à 04 travées

Calcul à l'état limite ultime :

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15M_0(3-4) = 0.15 \times 12.229 = 1.834 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_0(3-4) = 0.5 \times 12.229 = 6.115 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 12.229 = 4.892 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 12.229 = 6.115 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 12.229 = \mathbf{1.834 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.229) - (1.834 + 6.115)/2 = 8.866 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.135) \times 12.229/2 = 3.791 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(4-5)} = \mathbf{8.866 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.229) - (6.115 + 4.892)/2 = 7.337 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 12.229/2 = 3.180 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = \mathbf{7.337 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.600 \times 3.05/2 = \mathbf{10.065 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 10.065 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.600 \times 3.85/2 = \mathbf{13.976 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85/2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.600 \times 3.85/2 = \mathbf{12.705 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 1.1 \times 6.600 \times 3.85/2 = \mathbf{13.976 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 3.05/2 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.600 \times 3.05/2 = \mathbf{10.065}$$

Calcul à l'état limite de service :

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 8.925 = \mathbf{1.339 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 8.925 = \mathbf{4.463 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 8.925 = \mathbf{3.570 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 8.925 = \mathbf{4.463 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 8.925 = \mathbf{1.339 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.925) - (1.339+4.463)/2 = 6.470 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.135) \times 8.925/2 = 2.767 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(1-2)} = M_{t(4-5)} = 6.470 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.925) - (4.463+3.570)/2 = 5.355 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 8.925/2 = 2.321 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 5.355 \text{ KN.m}$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

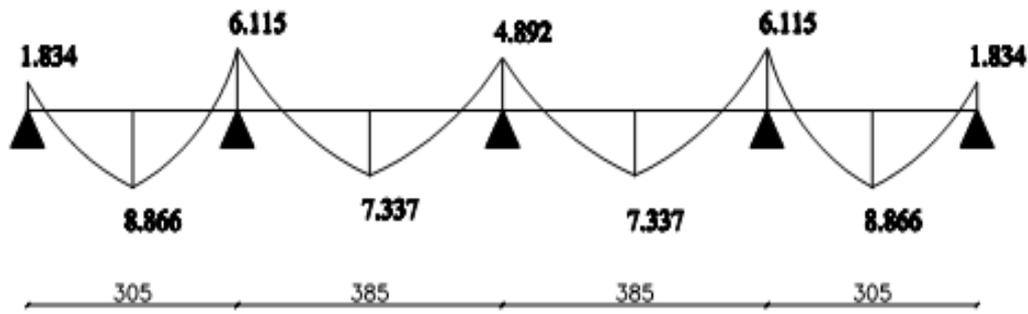


Diagramme des moments à L'.ELU

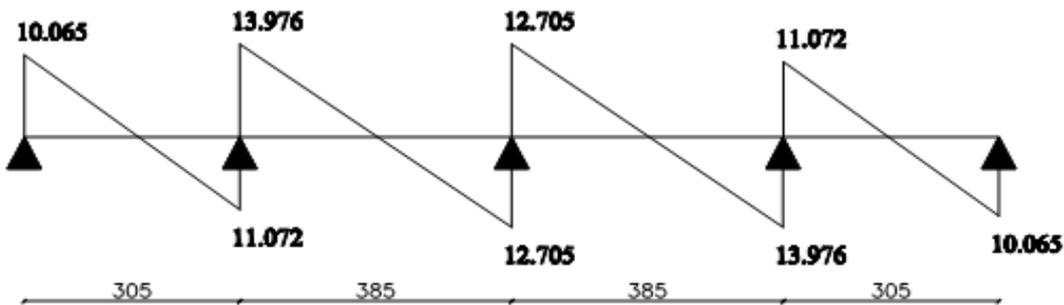


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

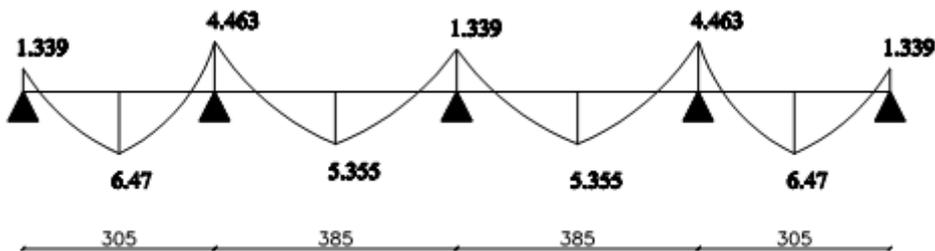


Diagramme des moments à l'E.L.S.

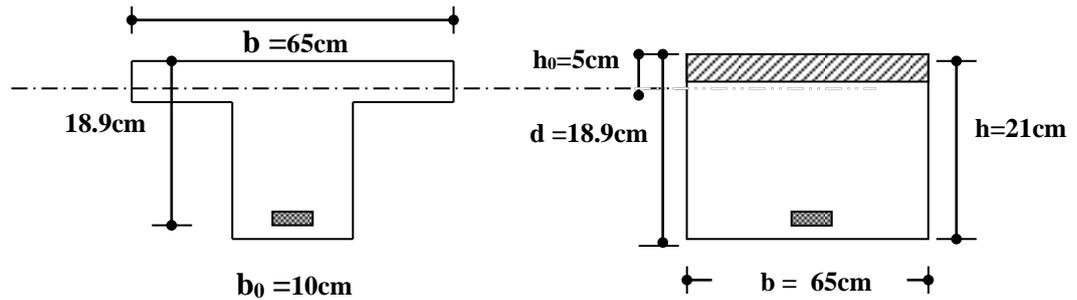
≤ Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,189 - 0,025) \cdot 10^3 = 75,526 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 8.866 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.866}{14.2 \times 1000 \times 0.65 \times (0.189)^2} = 0.027 \leq 0.392$$

les armatures de la section comprimée n'existe pas. $A_s=0$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})}{0.8} = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.986 d = 18.64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \left(\frac{8.866 \cdot 10000}{0.1864 \cdot 3.48 \cdot 1000} \right)^2 (\text{CM} = 1.37$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 2.1 \cdot 65 \cdot 18.9}{400} = 1.48 (\text{CM}^2)$$

A adopte = max Acalcul, $A_{\min} = 1.48 (\text{CM}^2)$ soit **3T10 ($A_s = 2.35 \text{ CM}^2$)**

Les résultats dans le tableau :

Tableau IV.1 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
Appuis	6.115	10	18.9	0.121	0,161	17.68	0.99	0,23	1T12=1,13
traveès	8.866	65	18.9	0.027	0,034	18.64	1.37	1,48	3T10=2,35

Vérification à l'E.L.U :

- condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$2.35 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

-sur appui :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 10 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$1.13\text{cm}^2 \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u\max}=13,976\text{KN}$$

***fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13,976.10^{-3}}{0,1.0,189} = 0,739\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,739\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(210/35; 100/10; 12)\text{mm} = 6,00\text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ ————— **1 cadre T6**

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18.9; 40\text{cm}) = 17,01\text{cm}$$

On adopte: **$S_t=15\text{cm}$**

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2x \frac{13.976}{0.1x0.9x0.189x1000} = 1,64\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8x25}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,64\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travé : $\alpha=0,034$.

$$\gamma = 8.866/6.47 = 1,370$$

$$(\gamma-1)/2 + f_{c28}/100 = (1.370-1)/2 + 25/100 = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,034 \leq 0,436 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En Appui : $\alpha = 0,161$

$$\gamma = 6.115 / 4.463 = 1,370$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \Rightarrow (1,370 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,161 < 0,437 \dots\dots\dots CV$$

Condition de la flèche :

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.21 / 3.85 = 0,0545 \geq 1 / 22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.21 / 3.85 = 0,0545 \geq 8.866 / 15 \times 12.229 = 0,0483 \dots\dots\dots CV$$

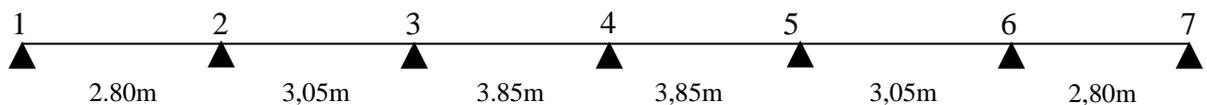
$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 2.35 / 10 \times 18.9 = 0,01 \leq 3.6 / 400 = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

\Rightarrow Donc le calcul de la flèche est inutile

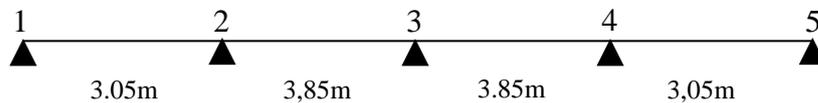
2- Plancher étage courant :

Dans ce plancher on à deux types des poutrelles :

2.1- Type 1 poutrelle à 06 travees



2.2- Type 2 poutrelle à 04 travees



2.1-Type 1 poutrelle a 06 travées

Charge permanente : $G = 5.40 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.40} = \mathbf{0.217}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.217) = \mathbf{1.065}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.217) / 2 = \mathbf{0.533}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.217) / 2 = \mathbf{0.633}$$

Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.40) + 1.5 (1.5) \cdot 0.65 = \mathbf{6.201 \text{ KN/ml}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.201 \cdot (3.85)^2}{8} = \mathbf{11.489 \text{ KN.m}}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \cdot 11.489 = \mathbf{1.723 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \cdot 11.489 = \mathbf{5.745 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \cdot 11.489 = \mathbf{4.596 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \cdot 11.489 = \mathbf{4.596 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \cdot 11.489 = \mathbf{4.596 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \cdot 11.489 = \mathbf{5.745 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \cdot 11.489 = \mathbf{1.723 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.489) - (1.723 + 5.745)/2 = 8.329 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \cdot 0.217) \cdot 11.489/2 = 3.636 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = 8.329 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.489) - (5.745 + 4.596)/2 = 6.893 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \cdot 0.217) \cdot 11.489/2 = 3.062 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 6.893 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.489) - (4.596 + 4.596)/2 = 7.467 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \cdot 0.217) \cdot 11.489/2 = 3.062 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 7.467 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u \cdot L/2 = 6.201 \cdot 2.80/2 = \mathbf{8.681 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \cdot 8.681 = \mathbf{8.550 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \cdot 6.201 \cdot 3.05/2 = \mathbf{10.402 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{9.457 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{9.457 \text{ KN}}$$

$$T_{e(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{10.402 \text{ KN}}$$

$$T_{w(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.201 \times 2.80/2 = \mathbf{8.55 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-7)} = q_u L/2 = 6.201 \times 2.80/2 = \mathbf{8.681 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.40+1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.485 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.485 \times (3.85)^2}{8} = \mathbf{8.310 \text{ KN.m}}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 8.310 = \mathbf{1.247 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 8.310 = \mathbf{4.155 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8.310 = \mathbf{3.324 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8.310 = \mathbf{3.324 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8.310 = \mathbf{3.324 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 8.310 = \mathbf{4.155 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 8.310 = \mathbf{1.247 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.310) - (1.247+4.155)/2 = 6.025 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.217) \times 8.310/2 = 2.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = \mathbf{6.025 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.310) - (4.155+3.324)/2 = 4.986 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.217) \times 8.310/2 = 2.215 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 4.986 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4): \text{max}} \begin{cases} 1.05 (8.310) - (3.324+3.324)/2 = 5.402 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.217) \times 8.310 / 2 = 2.215 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 5.402 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

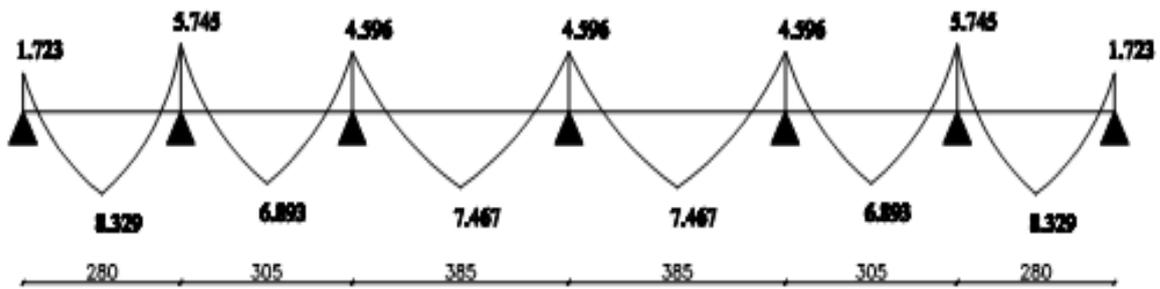


Diagramme des moments à L'.ELU

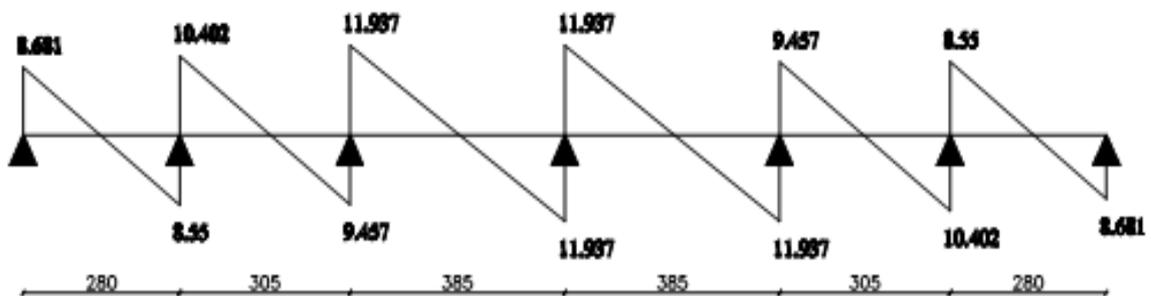


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

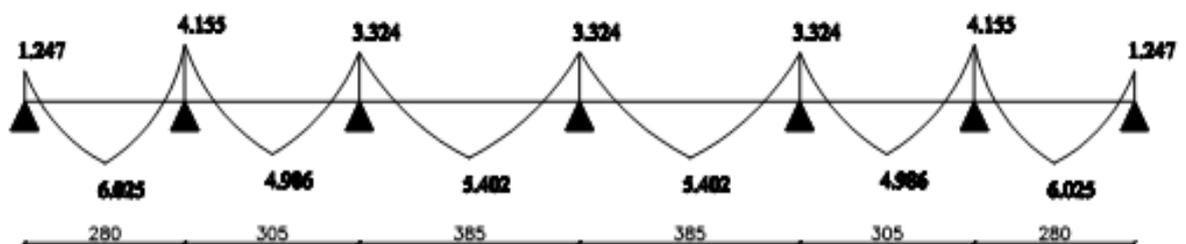


Diagramme des moments à l'E.L.S.

2.2- Type 2poutrelle à 04 travées

Calcul à l'état limite ultime :

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 11.489 = \mathbf{1.723 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 11.489 = \mathbf{5.745 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0 (3-4) = 0.4 \times 11.489 = \mathbf{4.596 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 11.489 = \mathbf{5.745 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 11.489 = \mathbf{1.723 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.489) - (1.723 + 5.745)/2 = 8.329 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.217) \times 11.489/2 = 3.636 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(4-5)} = 8.329 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.489) - (5.745 + 4.596)/2 = 6.893 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.217) \times 11.489/2 = 3.062 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(3-4)} = 6.893 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_w (1-2) = q_u L/2 = 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{9.457 \text{ KN}}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 9.457 = \mathbf{10.403 \text{ KN}}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{13.131 \text{ KN}}$$

$$T_e (2-3) = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_w (3-4) = q_u L/2 = 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{11.937 \text{ KN}}$$

$$T_e (3-4) = q_u L/2 = 1.1 \times 6.201 \times 3.85/2 = \mathbf{13.131 \text{ KN}}$$

$$T_w (4-5) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{10.403 \text{ KN}}$$

$$T_e (4-5) = q_u L/2 = 6.201 \times 3.05/2 = \mathbf{9.457 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 8.310 = \mathbf{1.247 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2}=0.5M_{0(3-4)} = 0.5 \times 8.310 = \mathbf{4.155 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3}=0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 8.310 = \mathbf{3.324 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}=0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 8.310 = \mathbf{4.155 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5}=0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 8.310 = \mathbf{1.247 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.310) - (1.247+4.155)/2 = 6.025 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.217) \times 8.310/2 = 3.636 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = M_{t(4-5)} = 6.025 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.310) - (4.155+3.324)/2 = 4.986 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.217) \times 8.310/2 = 2.215 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = M_{t(3-4)} = 4.986 \text{ KN.m}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

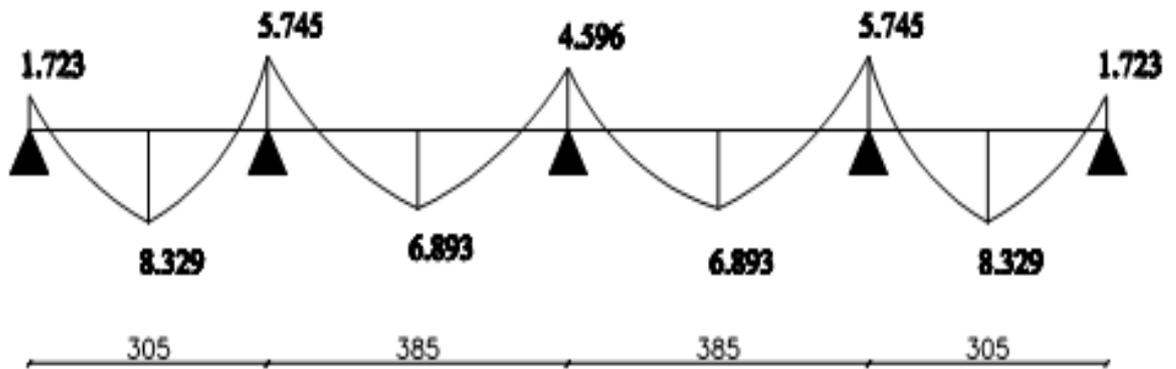


Diagramme des moments à L'.ELU

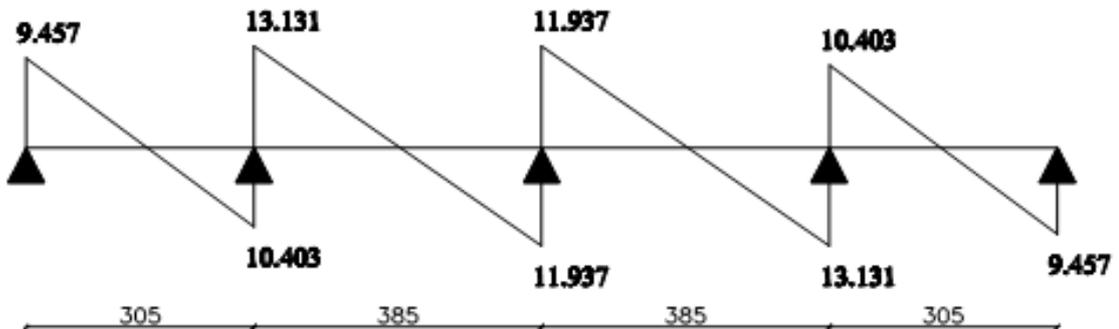


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

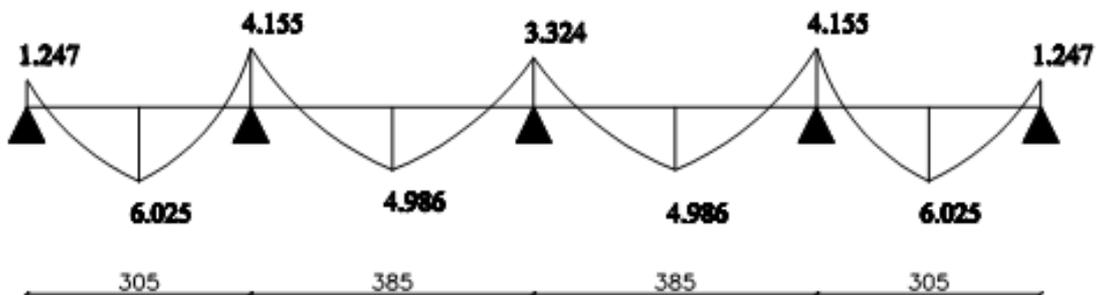


Diagramme des moments à l'E.L.S.

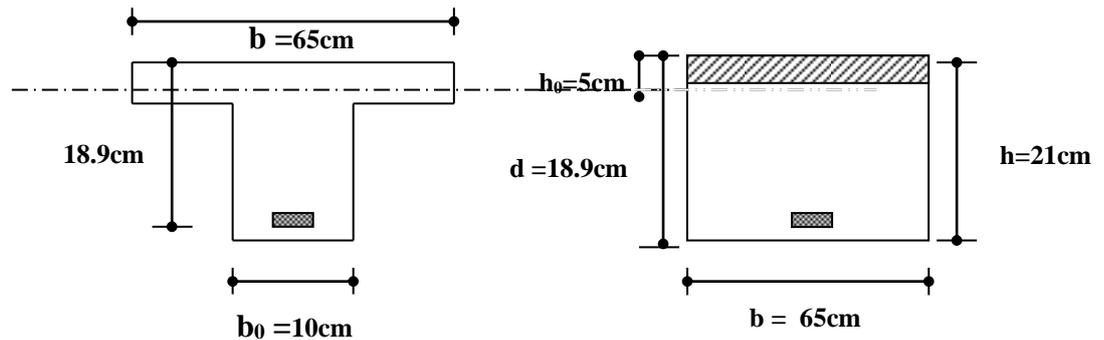
≤ Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,189 - 0,025) \cdot 10^3 = 75.526 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 8.329 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.329}{14.2 \times 1000 \times 0.65 \times (0.189)^2} = 0.025 \leq 0.392$$

les armatures de la section comprimée n'existe pas. $A_s = 0$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})}{0.8} = 0.031$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.988 d = 18.67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \left(\frac{8.321 \cdot 10000}{0.1867 \cdot 348 \cdot 1000} \right)^2 \text{ (CM} = 1.28$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 2.1 \cdot 65 \cdot 18.9}{400} = 1.48 \text{ (CM}^2)$$

A adopte = max $A_{\text{calcul}}, A_{\min} = 1.48 \text{ (CM}^2)$ soit **3T10** ($A_s = 2.35 \text{ CM}^2$)

Tableau IV.2 : Détermination des armatures du plancher étage courant et RDC

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
Appuis	5.745	10	18	0.113	0,151	17.76	0.93	0,22	1T12=1,13
travées	8.329	65	18.9	0.025	0,031	18.67	1.28	1,48	3T10=2,35

Vérification à l'E.L.U :

- condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 1,48 \text{cm}^2$$

$$2.35 \text{cm}^2 \geq 1.48 \text{cm}^2$$

- sur appui :

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 10 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 0,23 \text{cm}^2$$

$$1.13 \text{cm}^2 \geq 0.22 \text{cm}^2$$

- Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{Umax}=13,131 \text{KN}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13,131 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,189} = 0,694 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,694 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(210/35; 100/10; 12) \text{mm} = 6,00 \text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ ————— 1 cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

• Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{cm}) = \min(0,9 \times 18.9; 40 \text{cm}) = 17,01 \text{cm}$$

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

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2 \times \frac{13.131}{0.1 \times 0.9 \times 0.189 \times 1000} = 1,54 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,54 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha=0,031$.

$$\gamma=8.329/6.025=1,382$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100= (1.382-1)/2+25/100 = 0,441$$

$$\Rightarrow \alpha=0,031 \leq 0,441 \dots\dots\dots CV$$

En Appui : $\alpha= 0,151$

$$\gamma=5.745/4.155=1,383$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,383 -1)/2+25/100=0,442$$

$$\Rightarrow \alpha=0,161 < 0,442 \dots\dots\dots CV$$

Condition de la flèche :

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.21/3.85 = 0,0545 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.21/3.85 = 0,0545 \geq 8.329/15 \times 1.489 = 0,0483 \dots\dots\dots CV$$

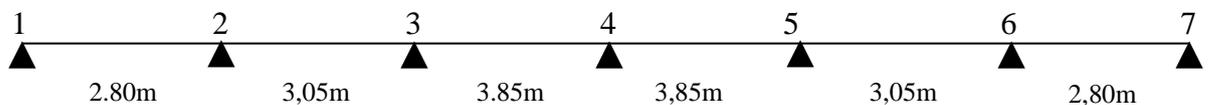
$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 2.35/10 \times 18.9 = 0,01 \leq 3.6/400 = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

\Rightarrow Donc le calcul de la flèche est inutile

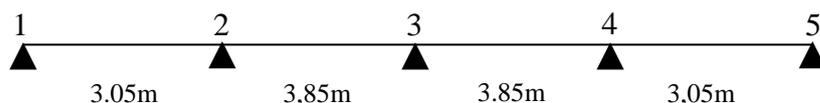
3- Plancher S/SOL:

Dans ce plancher on à deux types des poutrelles :

3.1- Type 1 poutrelle à 06 travées



3.2. Type 2 poutrelle à 04 travées



3.1-Type 1 poutrelle à 06 travées

Charge permanente :G = 5.40 KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 5 KN/m²

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5.40} = \mathbf{0.481}$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.481) = \mathbf{1.144}$$

$$(1+0.3 \alpha) / 2 = (1+0.3 \times 0.481) / 2 = \mathbf{0.572}$$

$$(1.2+0.3 \alpha) / 2 = (1.2+0.3 \times 0.481) / 2 = \mathbf{0.672}$$

Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.40) + 1.5 (5) \times 0.65 = \mathbf{9.612 \text{ KN/ml}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.612 \times (3.85)^2}{8} = \mathbf{17.810 \text{ KN.m}}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 17.810 = \mathbf{2.672 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 17.810 = \mathbf{8.905 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 17.810 = \mathbf{7.124 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 17.810 = \mathbf{7.124 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 17.810 = \mathbf{7.124 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 17.810 = \mathbf{8.905 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 17.810 = \mathbf{2.672 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (17.81) - (2.672+8.905)/2 = 12.912 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.481) \times 17.81/2 = 5.984 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = 12.912 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (17.81) - (8.905+7.124)/2 = 10.686 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.481) \times 17.81/2 = 5.094 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 10.686 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)}: \max \begin{cases} 1.05 (17.81) - (7.124+7.124)/2 = 11.577 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.481) \times 17.81/2 = 5.094 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = \mathbf{11.577 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 9.612 \times 2.80/2 = \mathbf{13.457 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 13.457 = \mathbf{14.803 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 9.612 \times 3.05/2 = \mathbf{16.124 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.05/2 = \mathbf{14.658 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.85/2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.85/2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.85/2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.85/2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 9.612 \times 3.05/2 = \mathbf{14.658 \text{ KN}}$$

$$T_{e(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 9.612 \times 3.05/2 = \mathbf{16.124 \text{ KN}}$$

$$T_{w(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 9.612 \times 2.80/2 = \mathbf{14.803 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-7)} = q_u L/2 = 9.612 \times 2.80/2 = \mathbf{13.457 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge :..... (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.40+5) \times 0.65 = \mathbf{6.76 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{6.76 \times (3.85)^2}{8} = \mathbf{12.525 \text{ KN.m}}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 12.525 = \mathbf{1.879 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 12.525 = \mathbf{6.263 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 12.525 = \mathbf{5.01 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 12.525 = \mathbf{5.01 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 12.525 = \mathbf{5.01 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 12.525 = \mathbf{6.263 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 12.525 = \mathbf{1.879 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.525) - (1.879+6.263)/2 = 9.080 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.481) \times 12.525/2 = 4.208 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = \mathbf{9.080 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.525) - (6.263+5.01)/2 = 7.515 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.481) \times 12.525/2 = 3.582 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = \mathbf{7.515 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4),(4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.525) - (5.01+5.01)/2 = 8.141 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.481) \times 12.525/2 = 3.582 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = \mathbf{8.141 \text{ KN.m}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

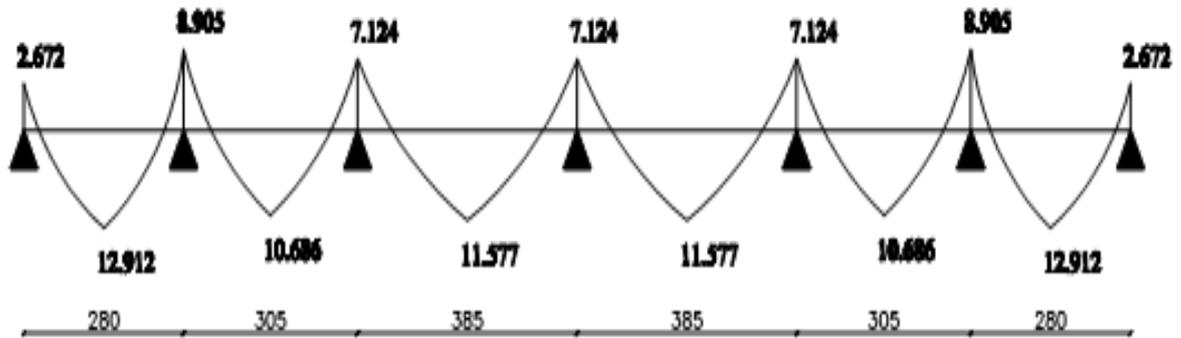


Diagramme des moments à L'.ELU

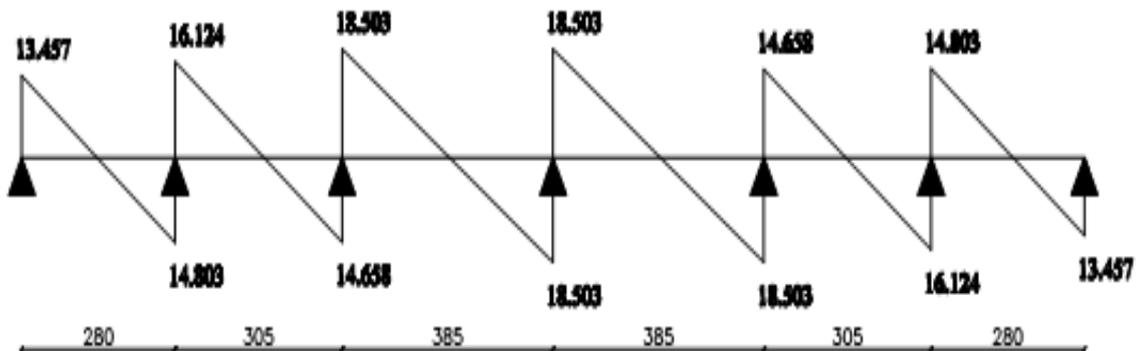


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

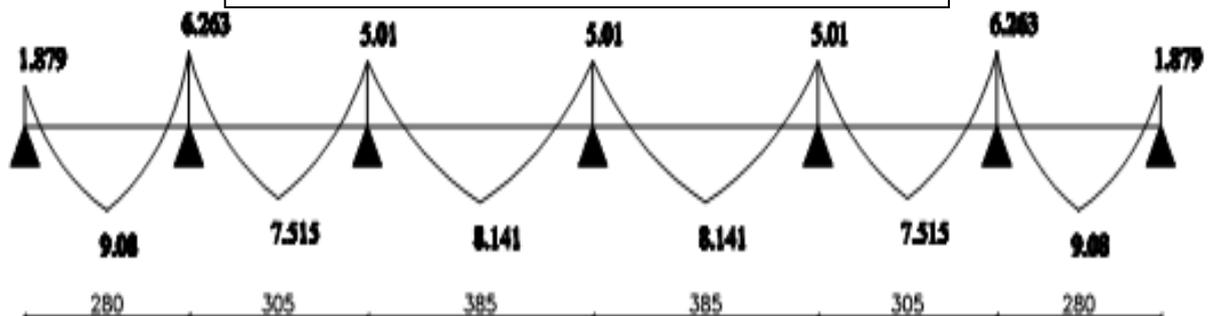


Diagramme des moments à l'E.L.S.

3.2- Type 2poutrelle à 04 travées

Calcul à l'état limite ultime :

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 17.81 = \mathbf{2.672 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 17.81 = \mathbf{8.905 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0 (3-4) = 0.4 \times 17.81 = \mathbf{7.124 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.5 M_0 (3-4) = 0.5 \times 17.81 = \mathbf{8.905 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.15 M_0 (3-4) = 0.15 \times 17.81 = \mathbf{2.672 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (17.81) - (2.672 + 8.905) / 2 = 12.912 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.481) \times 17.81 / 2 = 5.984 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(4-5)} = 12.912 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (17.81) - (8.905 + 7.124) / 2 = 10.686 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.481) \times 17.81 / 2 = 5.094 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(5-6)} = 10.686 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L / 2 = 9.612 \times 3.05 / 2 = \mathbf{14.658 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.457 = \mathbf{16.124 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L / 2 = 1.1 \times 9.612 \times 3.85 / 2 = \mathbf{20.353 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L / 2 = 9.612 \times 3.85 / 2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L / 2 = 9.612 \times 3.85 / 2 = \mathbf{18.503 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L / 2 = 1.1 \times 9.612 \times 3.85 / 2 = \mathbf{20.353 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 q_u L / 2 = 1.1 \times 9.612 \times 3.05 / 2 = \mathbf{16.124 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L / 2 = 9.612 \times 3.05 / 2 = \mathbf{14.658 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15M_0(3-4) = 0.15 \times 12.525 = \mathbf{1.879 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5M_0(3-4) = 0.5 \times 12.525 = \mathbf{6.263 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 12.525 = \mathbf{5.01 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 12.525 = \mathbf{6.263 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 12.525 = \mathbf{1.879 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(4-5): travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.525) - (1.879+6.263)/2 = 9.080 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.481) \times 12.525/2 = 8.417 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-7)} = 9.080 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (3-4): travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.525) - (6.263+5.01)/2 = 7.515 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.481) \times 12.525/2 = 7.164 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(5-6)} = 7.515 \text{ KN.}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

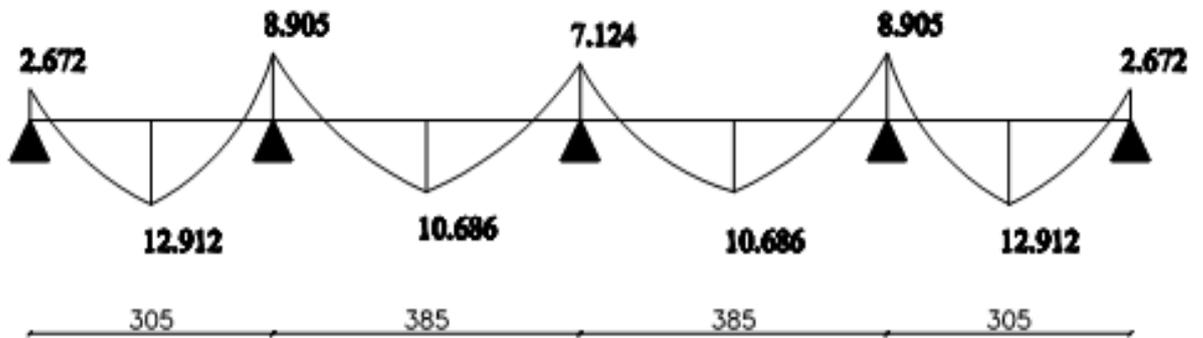


Diagramme des moments à L'.ELU

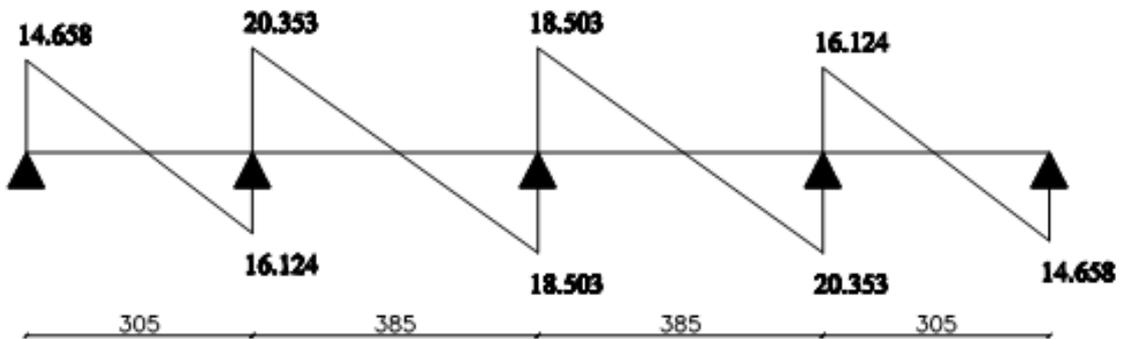


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

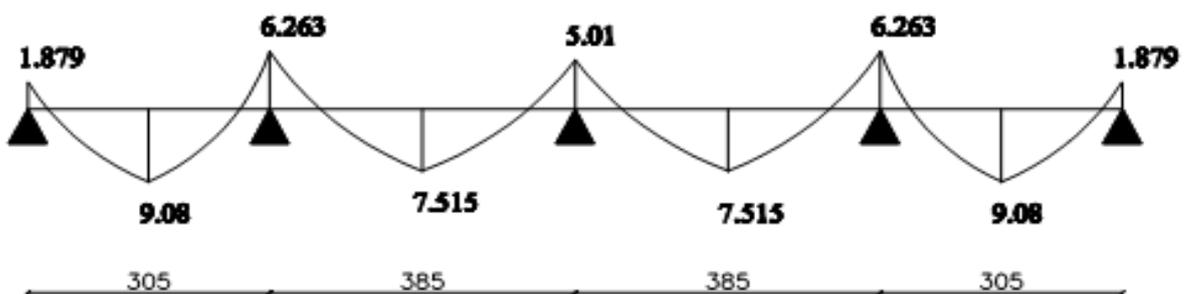


Diagramme des moments à l'E.L.S.

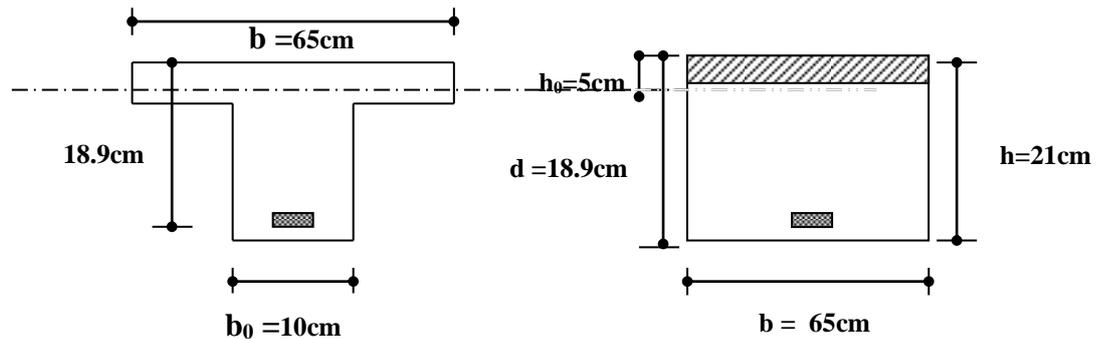
≤ Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,189 - 0,025) \cdot 10^3 = 75.526 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 12.912 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.912}{14.2 \times 1000 \times 0.65 \times (0.189)^2} = 0.039 \leq 0.392$$

les armatures de la section comprimée n'existe pas. $A_s = 0$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})}{0.8} = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.98 d = 18.52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{12.912 \cdot 10000}{0.1852 \cdot 348 \cdot 1000}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 2.1 \cdot 65 \cdot 18.9}{400} = 1.48 (\text{CM}^2)$$

A adopte = max $A_{\text{calcul}}, A_{\min} = 2.00 (\text{CM}^2)$ soit **3T10 ($A_s = 2.35 \text{ CM}^2$)**

- Les résultats dans le tableau :

Tableau IV.3. Détermination des armatures du plancher S/SOL

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
Appuis	8.905	10	18	0.176	0,243	17.07	1.50	0,23	2T10=1,58
traveès	12.912	65	18.9	0.039	0,050	18.52	2.00	1,48	3T10=2,35

Vérification à l'E.L.U :

-condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$2.35 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

-sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 10 \times 18.9 \times 2.1 / 400 = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$1.58 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2$$

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 20.353 \text{ KN}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20.353 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,189} = 1,077 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1,077 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(210/35; 100/10; 12) \text{ mm} = 6,00 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ 1 cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18.9; 40 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm}$$

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

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{20.353}{0.1 \times 0.9 \times 0.189 \times 1000} = 2,393 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,393 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha = 0,05$.

$$\gamma = 12.912/9.080 = 1,422$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 = (1.422-1)/2+25/100 = 0,461$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,050 \leq 0,461 \dots\dots\dots CV$$

En Appui : $\alpha = 0,243$

$$\gamma = 8.905/6.263 = 1,422$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,422 - 1)/2+25/100=0,672$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,243 < 0,672 \dots\dots\dots CV$$

Condition de la flèche :

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.21/3.85 = 0,0545 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.21/3.85 = 0,0545 \geq 12.912/15 \times 17.81 = 0,0483 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 2.35/10 \times 18.9 = 0,01 \leq 3.6/400 = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

\Rightarrow Donc le calcul de la flèche est inutile

IV.3.ferraillage des planchers :
plancher terrasse ,RDC et étage courant.

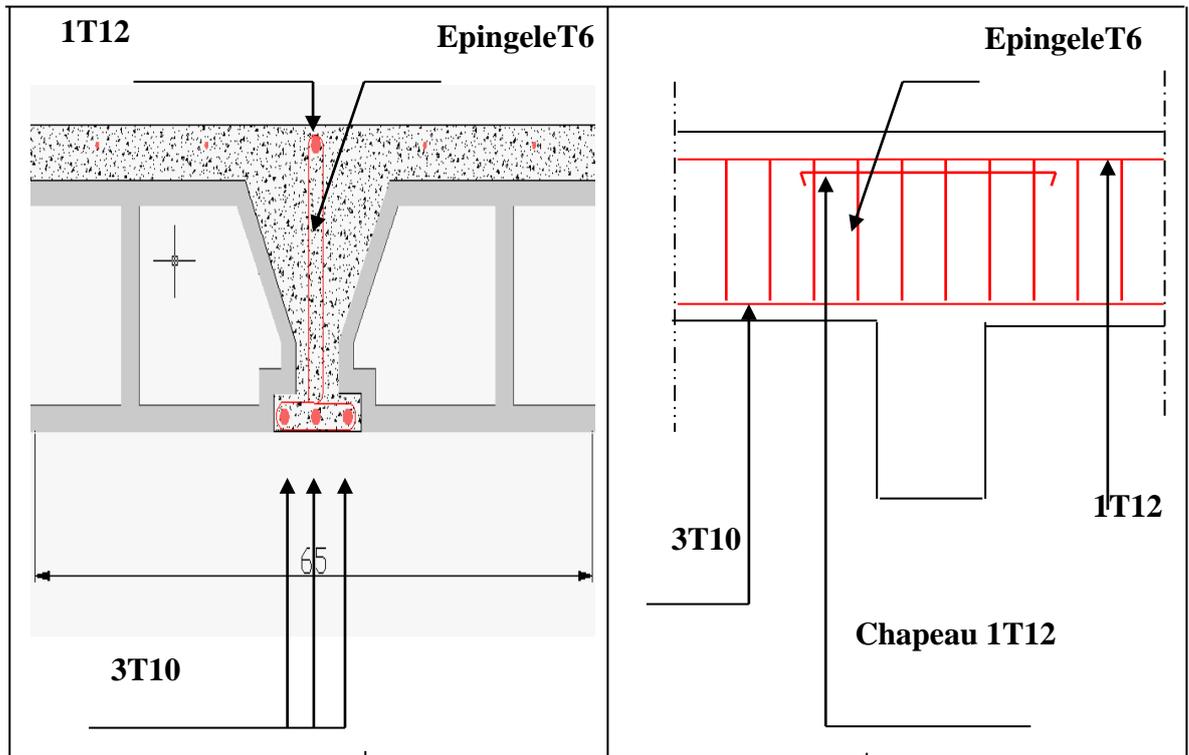


Figure IV.3 : Ferraillage du plancher RDC et étage courant

Plancher S/SOL

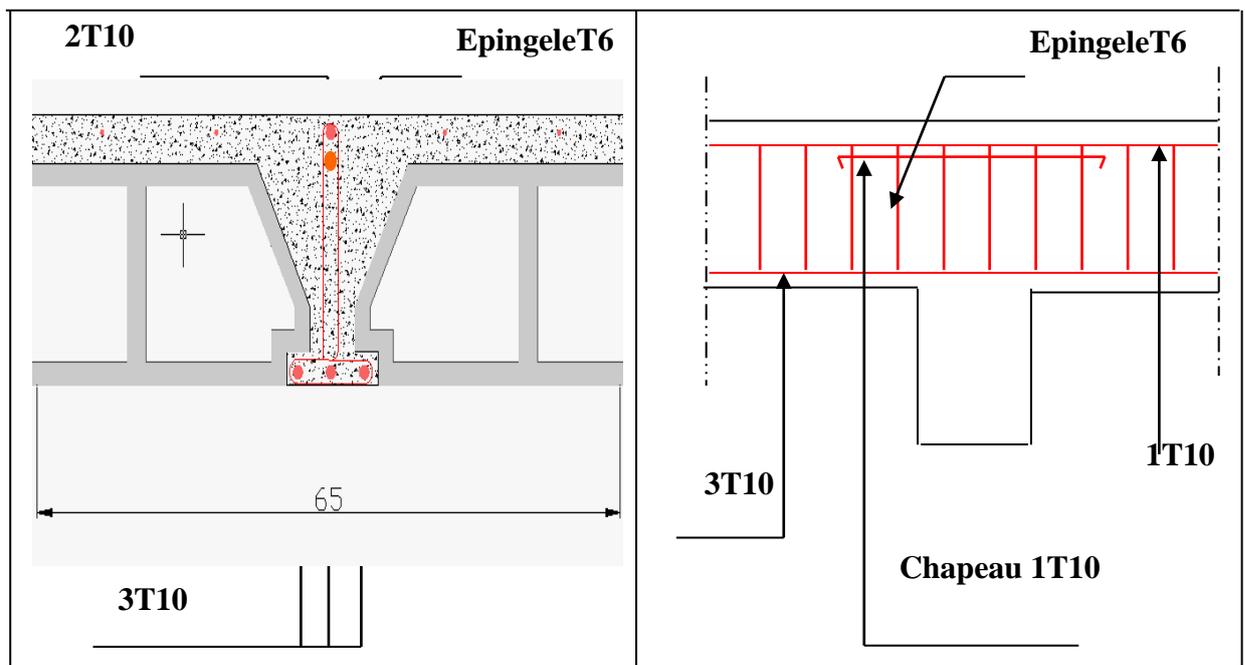


Figure IV.4 : Ferraillage du plancher S/SOL

Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

V.1. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = [K] - \omega^2[M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁²; ω₂²;; ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω₁ et il est appelé mode fondamental (ω₁ < ω₂ < ... < ω_n)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i}_i ou forme modale (modale shape).

V.2. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

et dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant et qui est à notre porté ; il s'agit du **SAP2000**

V.2.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit : Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque à quatre nœuds «élément Shell ».

Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).

Tous les nœuds de la base du bâtiment ($z = 0$) sont encastrés (6DDL bloqués).

V.2.2. Modélisation de la masse :

- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre de la structure (la masse de l'acrotère est concentrée uniquement aux nœuds du plancher terrasse).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher)
- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$
- La masse d'un plancher est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 ; dans notre cas $\beta = 0,2$ pour les étages à usage d'habitation. Cette masse est distribuée (et concentrée) sur les nœuds des planchers.

V.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**V.3.1. Détermination des masses et centres de masse par étage :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure)

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

NOTA

En réalité le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse par étage ne sont pas nécessaires ; en effet, le SAP 2000 calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés automatiquement et uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

Les résultats donnés par le SAP 2000 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: Caractéristiques massiques et géométriques

Plancher	Position du centre de masse			Masses translationnelles MT_x et MT_y et moment d'inertie massique MMI		
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$Z_G(m)$	$MT_x (t)$	$MT_y (t)$	MMI ($t.m^2$)
Terrasse	15.41	11,94	36,21	632.48	632.48	9013.34
8^{ème}	15.41	11,94	32,98	743.74	743.74	10712.18
7^{ème}	15.41	11,94	29,75	743.74	743.74	10712.18
6^{ème}	15.41	11,94	26,52	743.74	743.74	10712.18
5^{ème}	15.41	11,94	23,29	743.74	743.74	10712.18
4^{ème}	15.41	11,94	20,06	743.74	743.74	10712.18
3^{ème}	15.41	11,94	16,83	743.74	743.74	10712.18
2^{ème}	15.41	11,94	13,60	743.74	743.74	10712.18
1^{ère}	15.41	11,94	10,37	743.74	743.74	10712.18
rdc	15.41	11,93	7,14	800.24	800.24	11362.49
s/sol	15.41	11,84	3,06	800.15	800.15	10464.33

V.4. Etude sismique :**V.4.1. Introduction :**

Le calcul des structures à l'égard de leurs sécurités sismiques est une phase indispensable. Une analyse minutieuse du comportement dynamique de la structure par le biais d'un modèle analytique adéquat, nous permettra de définir avec une bonne exactitude ces caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences propres, modes propres etc.....

Le séisme de part sa nature dévastatrice, reste un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autre phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc.....C'est pour cela que l'étude au séisme pour les structures implantés en zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines. Le calcul d'une structure vis-à-vis du séisme a pour objet d'évaluer les charges engendrées dans le système structural.

Dans ce chapitre, on s'intéressera entre autre, à la vérification du confort des usagers défini par le Règlement Parasismique Algérien par une vérification des déplacements inter étages et plus la vérification de l'effort tranchant à la base.

V.4.2. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4.2.1. La méthode statique équivalente : [2] (page 25)**- Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

V.4.2.2. La méthode modale spectrale : [2] (page 33)

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.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

- Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90%.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad [2] \text{ (page 35)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K .

V.4.2.3. Analyse spectrale : [2] (page 26)**Utilisation des spectres de réponse :**

En Algérie le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien RPA99; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

g = 9,81

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « 2 » (bâtiment à usage d'habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa).

Donc : A=0,15

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction car la hauteur de notre bâtiment est supérieur à 33m).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T₁=0,15 s et T₂=0,5 s (site meuble S=3)

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q).$$

- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | ⇒ observée P _q =0 |
| 2. Redondance en plan | ⇒ observée P _q =0 |
| 3. Régularité en plan | ⇒ observée P _{q2} =0 |
| 4. Régularité en élévation | ⇒ non observée P _q =0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | ⇒ non observée P _q =0,05 |

6. Contrôle de la qualité de l'exécution \Rightarrow non observée $P_q=0.1$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des N premier modes

- Résultante des forces sismiques de calcul :

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le RPA99ver.03 celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.80V}{V_t}$$

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Soit $V = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que :} \quad W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{étage}^i$:représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

$W = 81827.9 \text{ kN}$ (tirer du fichier résultat du SAP200)

$A = 0,15$ (groupe 2 zone IIa) $Q = 1,20$ $R = 5$

$D = ?$

C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le RPA99 ver.03, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit:

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 36,21$ m

D: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 28.10m \\ D_y = 21.60m \end{cases}$$

AN:

- $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (36.61)^{3/4} = 0,744s$. Dans les deux directions

$$\begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{36.21}{\sqrt{28.10}} = 0,62 \text{ s} \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{36.21}{\sqrt{21,60}} = 0,70 \text{ s} \end{cases}$$

- **Condition sur la période fondamentale :** [2] (page 36)

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_x = 0,62 \text{ s} \\ T_y = 0,70 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,62} \right)^{2/3} = 1,906 \quad \rightarrow \quad V^x = \frac{0,15(1,906)(1,2)}{5} \cdot W \Rightarrow V^x = 0,069W$$

$$D_y = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,70} \right)^{2/3} = 1,758 \quad \rightarrow \quad V^y = \frac{0,15(1,758)(1,2)}{5} \cdot W \Rightarrow V^y = 0,063W$$

V.4.3. Vérification d'ensemble :

Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique

		Facteur de participation massique					
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.740179	2.5426	66.8337	0.0000	2.5426	66.8337	0.0000
2	0.697530	66.4173	2.6334	0.0000	68.9599	69.4671	0.0000
3	0.440306	0.3977	0.2579	0.0000	69.3576	69.7250	0.0000
4	0.343184	1.0546	16.5726	0.0000	70.4122	86.2975	0.0000
5	0.306845	17.0249	1.1616	0.0000	87.4371	87.4591	0.0000
6	0.160777	0.3122	4.8972	0.0000	87.7493	92.3563	0.0000
7	0.143899	4.8089	0.3371	0.0000	92.5582	92.6934	0.0000

V.4.3.1. Constatations:

1. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (y - y)
2. Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe (x - x)
3. Le troisième mode est un mode de rotation
4. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode

V.4.3.2. Résultantes des forces sismiques :

$$\text{Or } W = 81827.90 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V^x = 5646.13 \text{ kN} \\ V^y = 5155.15 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4516.9 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 4124.10 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} V_{dyn}^x = 28807 \text{ kN} \\ V_{dyn}^y = 27505.1 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_{dyn}^x = 28807 \text{ KN} > 0.8V^x = 4516.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK} \\ V_{dyn}^y = 13721.51 > 0.8V^y = 4124.10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{cases}$$

LA condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 Version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique

V.4.3.3. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent Au poids du remblai.

- Méthode de calcul :

$$\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$$

Avec :

- W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$
 - W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.
 - W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- b_i : Centre de gravité de la structure
- F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k.
- h_k : La hauteur de l'étage k.

Tableau IV.3 : Vérification au Renversement (x-x)

Niveau	F _k (kn)	H _k (m)	W _k (Kn)	b _i (m)
s/sol	76.0587	3.06	800.15	15.41
rdc	162.5	7.14	800.24	15.41
1	222.09	10.37	743.74	15.41
2	291.2656	13.60	743.74	15.41
3	360.4411	16.83	743.74	15.41
4	429.6167	20.06	743.74	15.41
5	498.7923	23.29	743.74	15.41
6	429.6167	26.52	743.74	15.41
7	637.1434	29.75	743.74	15.41
8	706.319	32.98	743.74	15.41
9	776.5654	36.26	632.48	15.41

$$\sum W_k \cdot b_i = 157085.47$$

$$\sum F_k \cdot h_k = 115759.6$$

$$\Rightarrow \sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau IV.4 Vérification au Renversement (y-y)

Niveau	Fk (kn)	Hk (m)	Wk (Kn)	bi (m)
s/sol	76.0587	3.06	800.15	11.85
rdc	162.5	7.14	800.24	11.94
1	222.09	10.37	743.74	11.94
2	291.2656	13.60	743.74	11.94
3	360.4411	16.83	743.74	11.94
4	429.6167	20.06	743.74	11.94
5	498.7923	23.29	743.74	11.94
6	429.6167	26.52	743.74	11.94
7	637.1434	29.75	743.74	11.94
8	706.319	32.98	743.74	11.94
9	776.5654	36.26	632.48	11.94

$$\sum W_k \cdot b_i = 126096.79$$

$$\sum F_k \cdot h_k = 115759.6$$

→ $\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$ → condition vérifiée

V.5. 3. Vérification Des Déplacements Inter Etage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \tag{4.-19}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Il faut que :

$$\delta_k \leq \delta_{adm}$$

δ_{adm} : Le déplacement inter étage admissible.

$$\delta_{adm} = 1\% h_e$$

h_N : La hauteur de l'étage N

Tableau IV.5 : Calcul des déplacements inters-étages du 4^{ème} modèle

Combinaison : E									
h	Niv.	Ux (mm)	Uy (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	$\delta_x = \Delta x \cdot r \cdot R$ (mm)	$\delta_y = \Delta y \cdot r \cdot R$ (mm)	$\bar{\delta}_{adm}$ (mm)	Observation
3.23	36.26	39.8	44.2	4.9	5.4	29.9635	30.42	32.3	OK
3.23	32.98	34.9	38.8	5	5.5	30.575	31.59	32.3	OK
3.23	29.75	29.9	33.3	5.1	5.5	31.1865	32.175	32.3	OK
3.23	26.52	24.8	27.8	4.9	5.4	29.9635	32.175	32.3	OK
3.23	23.29	19.9	22.4	4.7	5.3	28.7405	31.59	32.3	OK
3.23	20.06	15.2	17.1	4.3	4.9	26.2945	31.005	32.3	OK
3.23	16.83	10.9	12.2	4	4.4	24.46	28.665	32.3	OK
3.23	13.60	6.9	7.8	3.2	3.7	19.568	25.74	32.3	OK
3.23	10.37	3.7	4.1	2.3	2.5	14.0645	21.645	32.3	OK
4.08	7.14	1.4	1.6	1.4	1.6	8.561	14.625	32.3	OK
3.06	3.06	0	0	0	0	0	0	32.3	OK

Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **SAP2000**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elle sont calculés à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.1.Ferraillage des portiques :**VII.1.1- Ferraillage des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003 , et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

- Les combinaisons de calcul :

- 1- **1.35 G + 1.5 Q** selon BAEL91
- 2- **G + Q ± E** selon RPA2003
- 3- **0.8 G ± E** selon RPA2003

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

- Ferrailage par BAEL91 :

BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.(les efforts normaux sont négligeable).

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).}$$

- Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifier :
- Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.
- Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.74 \text{MPa}$$

Soit pratiquement : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis.a.vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e (MPa)}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec :

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal .

B_0 : largeur de la poutre .

d : hauteur utile .

A : Section d'armature.

- Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions

vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /noeuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du noeud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle .
L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- Armatures transversales :

(RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $\min(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

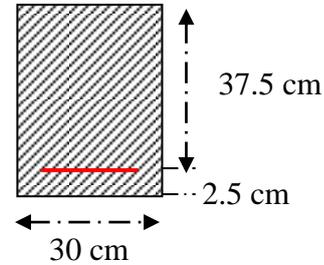
La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2. Le Ferrailage :

Le ferrailage des portiques fait par un calcul automatique à l'aide d'un logiciel « Socotec ». « SAP2000 ».

VII.2.1. Ferrailages des poutres transversales :



- Ferrailage en travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.

$M_{max} = 45,10 \text{ KN.m}$ (portique intermediaire C)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,075$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\epsilon_s = 10 \%$

Tableau IV.1 : Ferrailage selon la combinaison 1,35G + 1,5Q

Portique	élément	M_u (KN.m)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2) R.P.A.99	$A_{adopté}$ (cm^2)
A	348	21,20	1,66	6,00	3T14 = 4,62
	320	9.5	0.74	6,00	3T14 = 4,62
B	140	45.10	3.60	6,00	3T14 = 4,62
	395	26.10	2.05	6,00	3T14 = 4,62
C	55	19.90	1.55	6,00	3T14 = 4,62
	38	10.20	0.79	6,00	3T14 = 4,62

- Ferrailage sur appuis : nappe supérieure :

Selon la combinaison $G + Q \pm E$

$M_{max} = 200.2 \text{ KN.m}$ (portique intermédiaire C)

Tableau IV.2 : Ferrailage selon la combinaison G + Q ± E

Portique	élément	M _u (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²) R.P.A.99	A adopté (cm ²)
A	175	125,80	9,23	6,00	3T16 + 3T12 = 9,42
	320	111.5	8.08	6,00	3T16 + 2T12 = 8,29
B	356	177.2	13,66	6,00	4T16 + 4T14 = 14,20
	395	159.4	12.07	6,00	4T16 + 4T12 = 12,56
C	281	200.2	15,83	6,00	4T16 + 4T16 = 16.08
	38	178.8	13.81	6,00	4T16 + 4T14 = 14.20

- Ferrailage sur appuis : nappe inférieure :

Selon la combinaison **0,8G ± E**

M_{max} = 196,30 KN.m (portique intermédiaire C)

Tableau IV.3 : Ferrailage selon la combinaison 0,8G ± E

Portique	élément	M _u (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²) R.P.A.99	A adopté (cm ²)
A	175	122.60	8,97	6,00	3T16 + 3T12 = 9,42
	320	113.3	8.22	6,00	3T16 + 3T12 = 9,42
B	330	167.5	12.78	6,00	4T16 + 4T14 = 14,20
	395	154	11.60	6,00	4T14 + 4T14 = 12,32
C	307	196.30	15.45	6,00	4T16 + 4T16 = 16,08
	38	181.4	14.05	6,00	4T16 + 4T14 = 14.20

- La vérification du ferrailage des poutres transversales :

- Section minimale (RPA) : b = 30 cm ; h = 40cm

$$A_{min} = 5\% \cdot b \times h = 0,50 \times 0,40 \times 0,30 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{max} = 4\% b \times h = \mathbf{48,00 \text{ cm}^2}$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 3T16+3T12 = 9,42 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 6,03 + 9,42 = \mathbf{15,45 \text{ cm}^2}$$

D'où : $15,45 \text{ cm}^2 < 48,00 \text{ cm}^2$ CV

- La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 f_{c28} b.d / f_e = 1,34 \text{ cm}^2$$
CV

- La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

- La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée est N° 175 ; $T_{\max} = 37.00 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0,328 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$
 CV

- Calcul de la section des armatures transversales :

• **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 11.43 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.FeE400MPa)

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,423 \times 30 \times 33,3 / 400 = 1,055 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm²**

• **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 33,3 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (40/4, 12 \times 1,6) = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,80\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

- La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 3T 16 = 6,03\text{cm}^2$

Calcul de σ_b :

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 90,45.y - 6693,30 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 13,50\text{cm}$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 56101,95\text{cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée N° 359 ; $M_{\text{ser}} = 58,308 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I = 58,308 \times 10^{-3} \times 13,5 \times 10^{-2} / 56101,95 \times 10^{-8} = 14,05 \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{CV}$$

- La vérification de la flèche :

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8 = (9,88 + 0,68) \times 2 = 21,12 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T16 = 6,03\text{cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,10 \geq 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$h / L \geq M_{t \text{ ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,10 \geq 0,05 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0054 \leq 0,0105 \dots\dots\dots\text{CV}$$

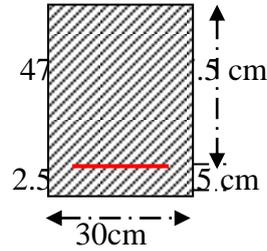
Donc le calcul de la flèche est inutile

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{\text{max}} / 5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1,00m

$L_{\text{max}} / 4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,22m

VII.2.2.Ferraillage des poutres longitudinales :



- Ferraillage en travée : selon la combinaison **1,35G + 1Q**.

$M_{max} = 144,60 \text{kn.m}$ (portique intermédiaire 3)

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \dots \mu < 0.186$$

⇒ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

Tableau IV.4 : Ferraillage selon la combinaison **1,35G + 1Q**

Portique	élément	M_u (KN.m)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2) R.P.A.99	A adopté (cm^2)
1	348	67.2	4.23	5,25	3T16 = 6,03
	320	33.2	2.05	5,25	3T16 = 6,03
2	140	97.3	6.23	5,25	3T16+2T12 = 8,29
	395	51.8	3.23	5,25	3T16 = 6,03
3	55	136.8	9.00	5,25	3T16+3T12 = 9,42
	38	68.8	4.33	5,25	3T16 = 6,03
4	55	146.6	9.71	5,25	3T16+3T14=10,65
	38	76.10	4.81	5,25	3T16 = 6,03

- Ferraillage sur appuis : nappe supérieure :

Selon la combinaison : **G + Q ± E**

$M_{max} = 94,036 \text{ MN.m}$ (élément 38)

Tableau IV.5: Ferrailage selon la combinaison G + Q ± E

Portique	élément	M _u (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²) R.P.A.99	A adopté (cm ²)
1	147	155.40	8.78	5,25	3T16+3T14 = 10,65
	140	64.90	3.51	5,25	3T16+3T14 = 10,65
2	266	286.40	17.45	5,25	3T16+3T14 = 10,65
	294	222.30	13.03	5,25	3T16+3T14 = 10,65
3	49	136.8	9,00	5,25	3T16+3T14 = 10,65
	38	68.80	4.33	5,25	3T16+3T14 = 10,65
4	49	322.27	20.16	5,25	4T20 +4T16 =20.60
	38	261.30	15.67	5,25	4T16+4T16 = 16.08

c. Ferrailage sur appuis : nappe inférieure

Selon la combinaison : 0,8G ± E

M_{max} = 83,227 MN.m (élément 36)

Tableau IV.6: Ferrailage selon la combinaison 0,8G ± E

Portique	élément	M _u (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²) BAEL 91	A _{min} (cm ²) R.P.A.99	A adopté (cm ²)
1	134	142.30	7.99	1,16	5,25	3T16+2T14=9,11
	151	77.30	4.21	1,16	5,25	3T16 = 6,03
2	266	262.8	15.78	1,16	5,25	4T16+4T16=16.08
	294	226.2	13.28	1,16	5,25	4T16+4T14=14,20
3	51	224	13.14	1,16	5,25	4T16+4T14=14,20
	36	140.2	7.86	1,16	5,25	4T16 = 8,04
4	51	297.4	18.26	1,16	5,25	4T20+4T14=18.72
	36	265.80	15.99	1,16	5,25	4T16+4T16=16.08

- La vérification du ferrailage des poutres transversales :

- Section minimale (RPA) : b =30 cm ; h = 35 cm

$$A_{min} = 0,50.b.d = 0,50 \times 0,35 \times 0,30 = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{max} = 4\%b.d = 57 \text{ cm}^2$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 4T120 + 4T16 = 20,60 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 8,04 + 20,60 = 28,64 \text{ cm}^2$$

D'où : $26,64 \text{ cm}^2 < 57 \text{ cm}^2$ CV

- La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 f_{c28} b.d / f_e = 1,16 \text{ cm}^2$$

- La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

- La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée est N° 38 ; $T_{\max} = 87,008 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 47,5 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0,610 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{CV}$$

- Calcul de la section des armatures transversales :

• choix du diamètre :

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right) \\ \text{On a :} \\ \Phi_t &\leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

On prend : T8 (HA.FeE400MPa)

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,453 \times 30 \times 33,3 / 400 = 1,132 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• Espacement d'après le bAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 40,00 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 40,00 \text{ cm}$$

• Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (50/4, 12 \times 2,0) = 12,50 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 50 / 2 = 25,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,62\text{cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,62\text{cm}^2 \leq 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :
- La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure :

$$A_t = 3T16 = 6,03\text{cm}^2$$

Calcul de σ_b :

$$b.y^3 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^3 + 90,45y - 6693,3 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 13,5\text{cm}$

$$I = b.y^3 / 12 + 15.A_s.(d - y)^2 = 56101,95 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée N° 55 ; $M_{\text{ser}} = 21,82 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I = 21,82 \times 10^{-3} \times 13,5 \times 10^{-2} / 56101,95 \times 10^{-8} = 5.251 \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa}$$

- La vérification de la flèche :

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8 = (11,92 + 2,73) \times 1,171 = 25,069 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 3T16 = 6,03\text{cm}^2$$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,095 \geq 0,0625$$

$$h / L \geq M_{t \text{ ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,095 \geq 0,0835$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,00656 \leq 0,0105$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$L_{\text{max}} / 5 : \text{Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 0,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} / 4 : \text{Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 0,95 \text{ m}$$

- Schéma des ferrillages des poutres:

- Poutres transversales: (30x40) cm²
- A- portique A

Sur appui : 3T16 + 3T12

En travée : 3T16 + 3T12

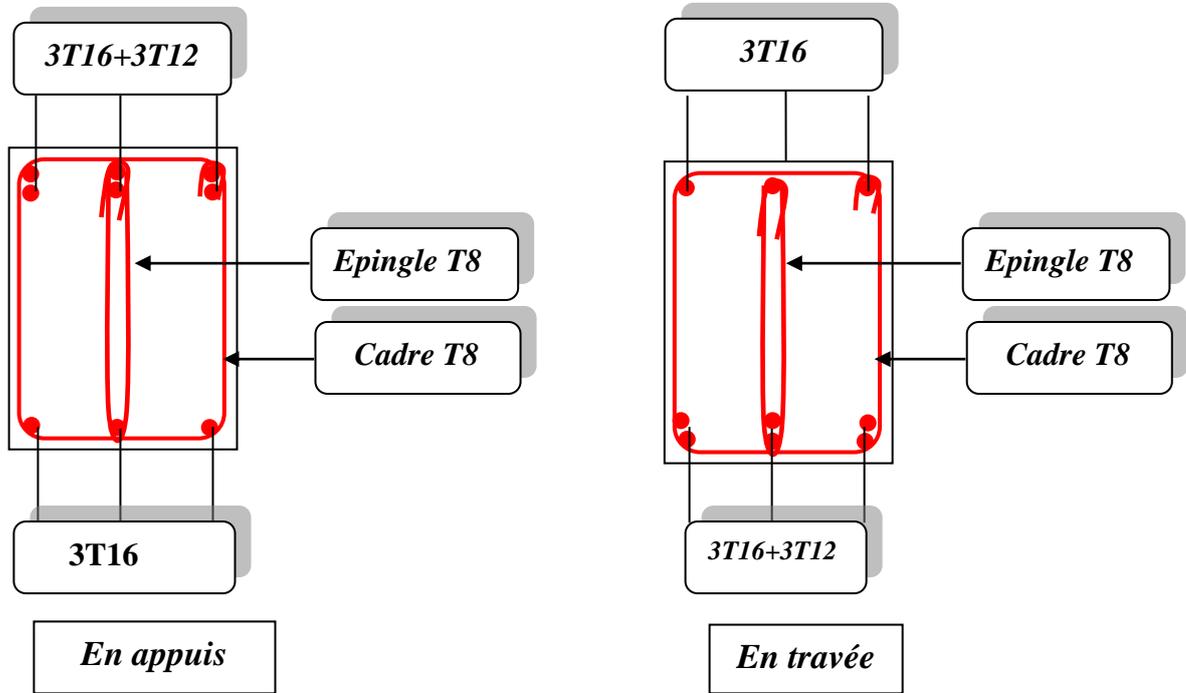


Figure VI .1 : Schéma des ferrillages des poutres transversales portique – A -

- B- portique B

Sur appui : 4T16 + 4T12

En travée : 4T16 + 4T12

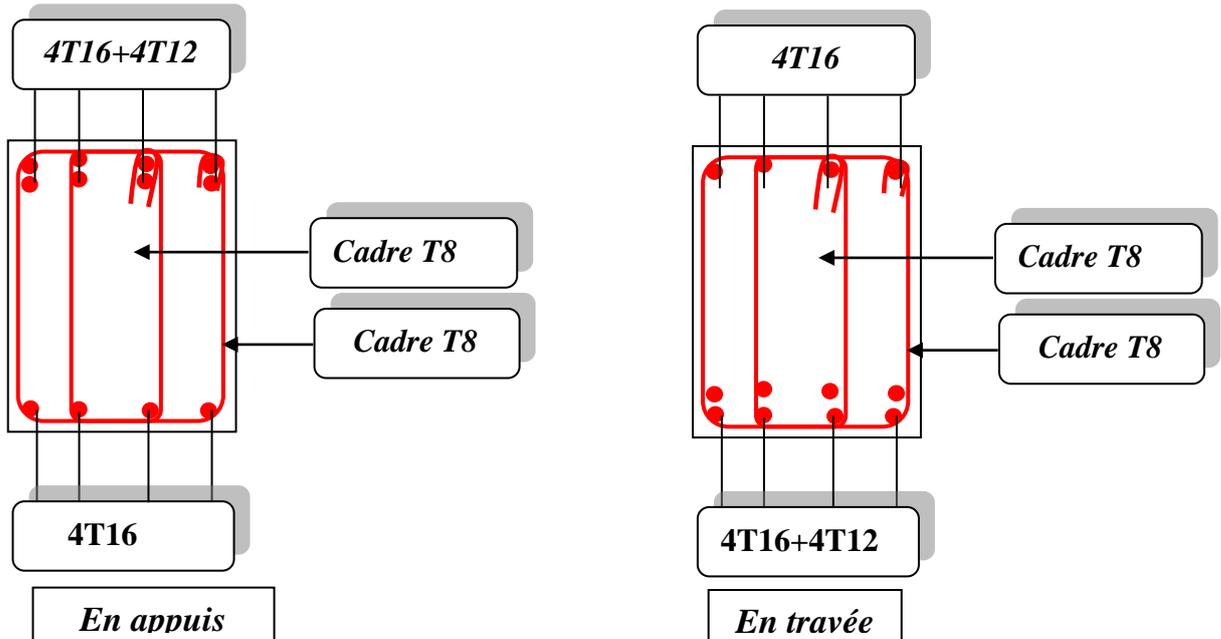


Figure VI .2 : Schéma des ferrillages des poutres transversales portique – B -

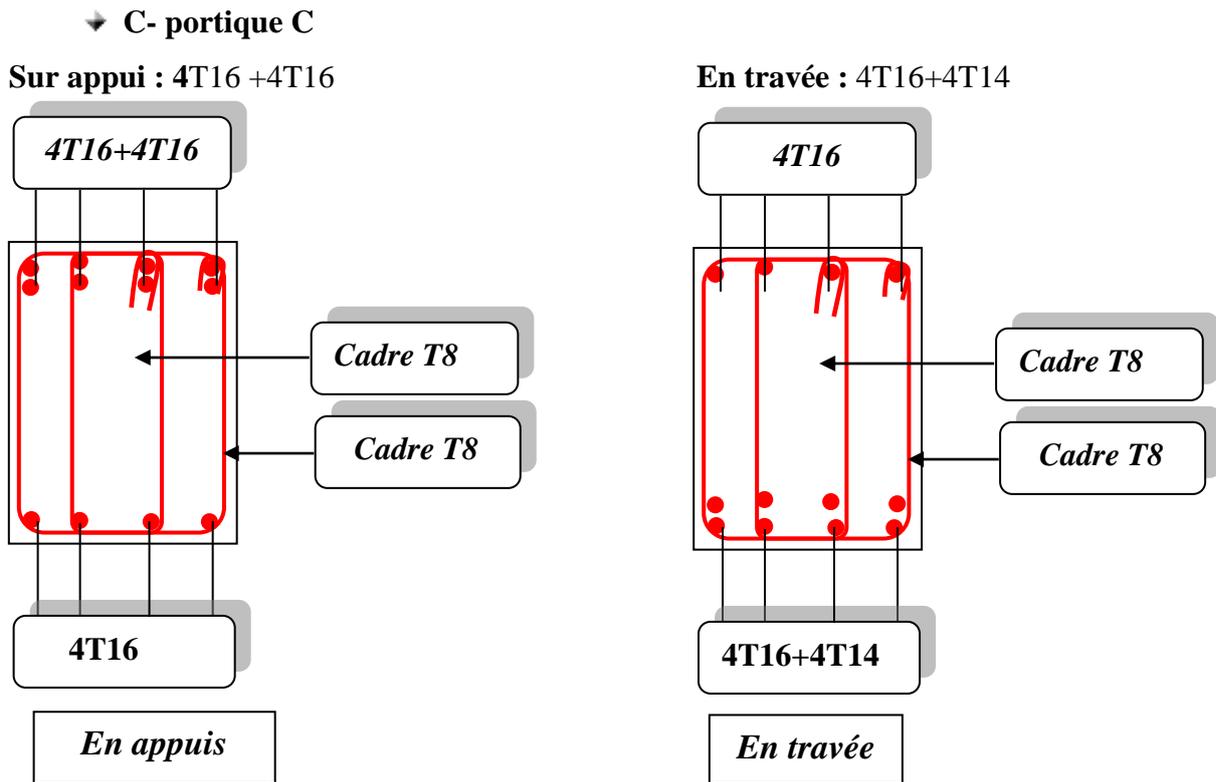


Figure VI .3 : Schéma des ferrillages des poutres transversales portique – C-

→ Poutres longitudinales (30x50) cm²

→ A- portique 1

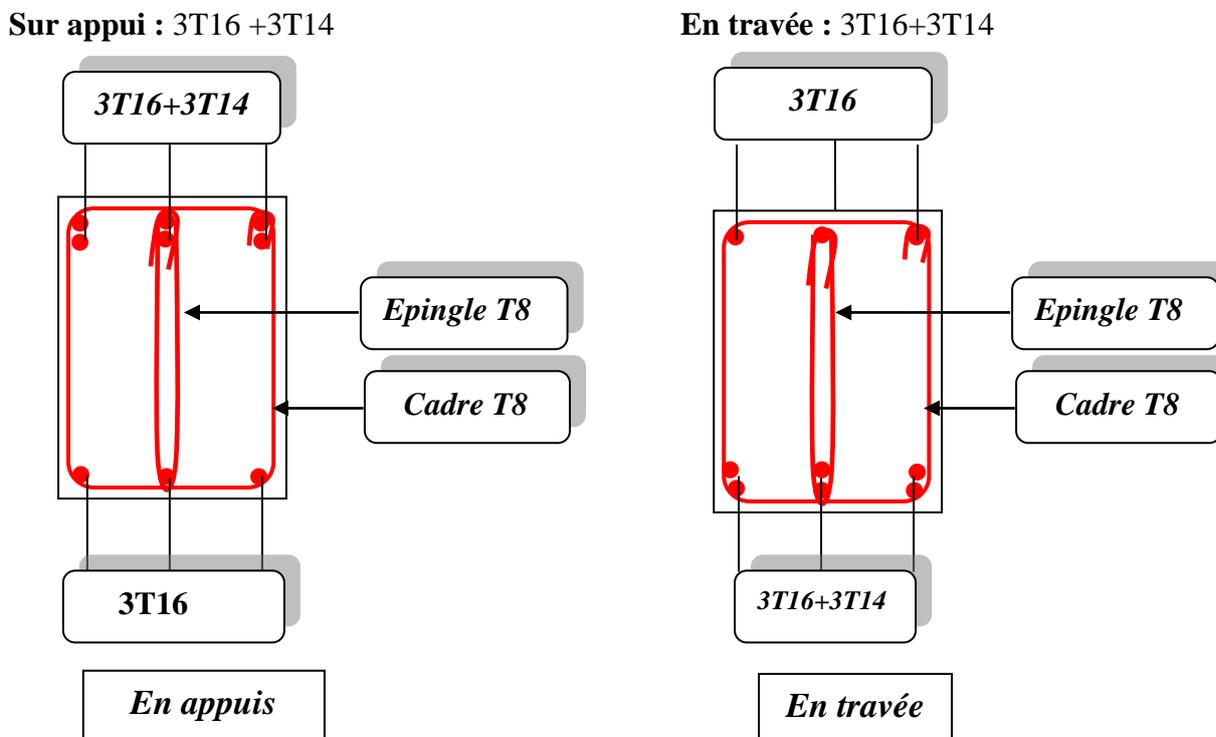
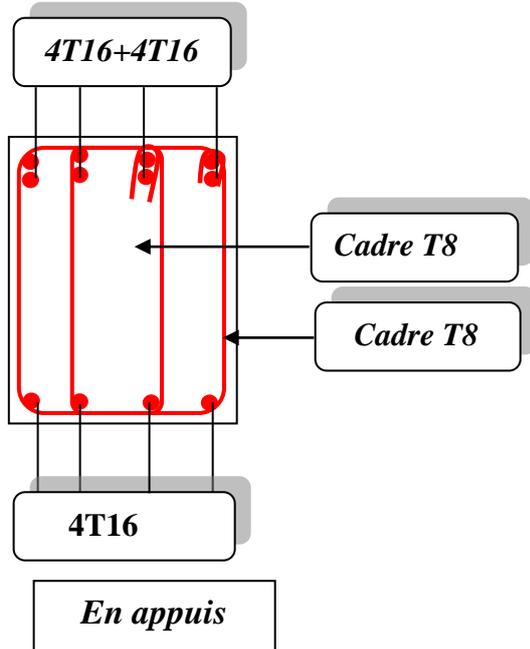


Figure VI .4 : Schéma des ferrillages des poutres longitudinales portique –1-

→ B- portique 2

Sur appui : 4T16 + 4T16



En travée : 4T16+4T14

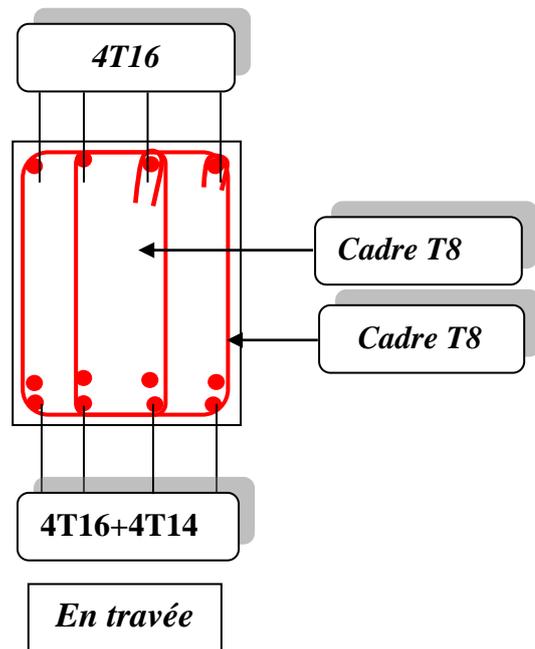
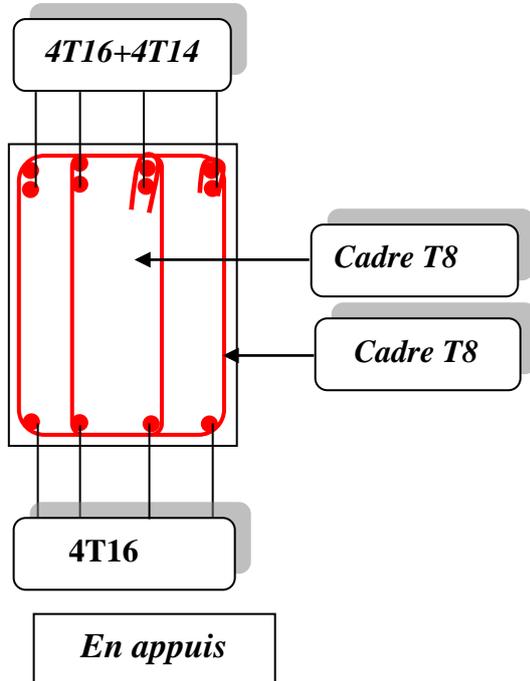


Figure VI .5 : Schéma des ferrillages des poutres longitudinales portique -2-

→ C- portique 3

Sur appui : 4T16 + 4T14



En travée : 4T16

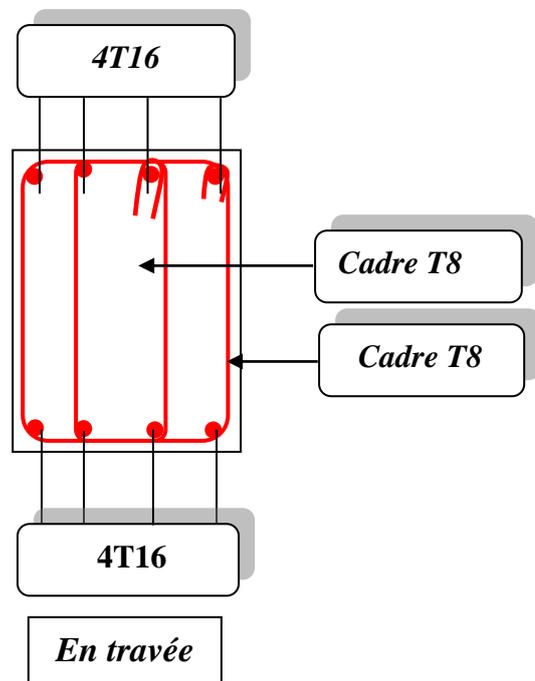


Figure VI .6 : Schéma des ferrillages des poutres longitudinales portique -3-

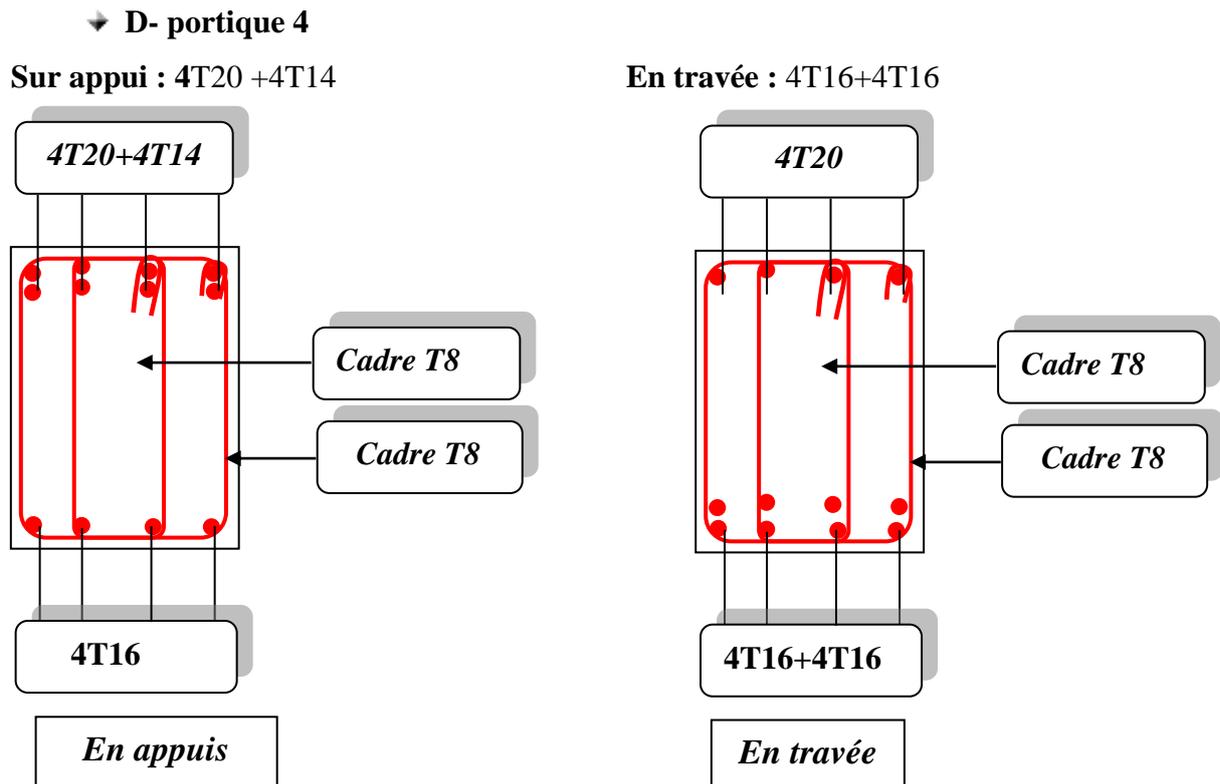


Figure VI.7 : Schéma des ferrillages des poutres longitudinales portique -4-

VII.2.3.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

- **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

- **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2.5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a=3.75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_e=400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g = l_f/a \quad \text{ou} \quad l_f/b \quad \text{avec } a \text{ et } b, \text{ les dimensions de la section du poteau.}$$

- Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G+Q±E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' ' E.L.U.

- Sollicitations à considérer :

N_{max} → M correspondant.

N_{min} → M correspondant.

M_{2max} → N correspondant.

M_{3max} → N correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (cas plus défavorable).

- Le ferrailage :

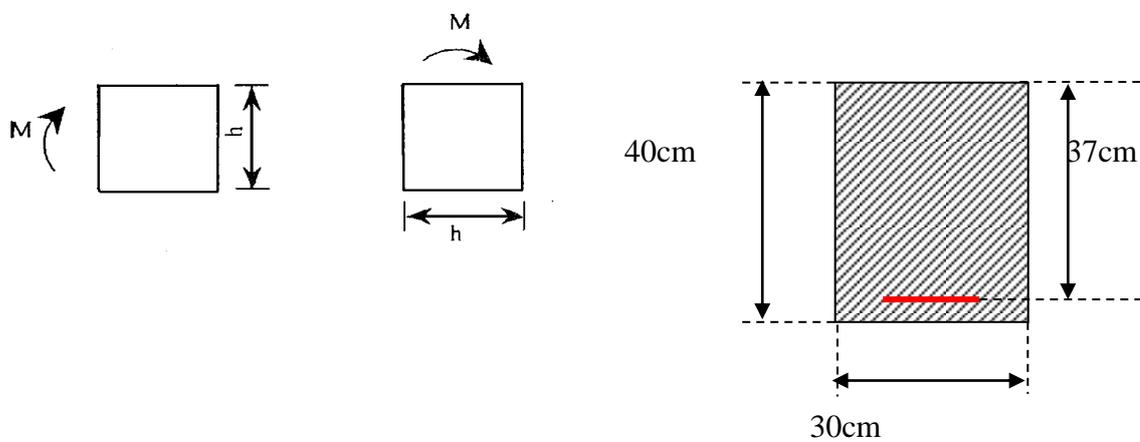


Tableau IV.7: Ferrailage des poteaux

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{adopté} (cm ²)
Sens xx'						
40x80	7338.2	198.2	3.66	31.97	25.6	4T20+4T20+4T16
40x70	6556.7	212.3	9.12	32.45	22.4	4T20+4T20+4T16
40x60	6169.7	135.5	12.01	31.37	19.2	4T20+4T20+4T16
Sens yy'						
40x80	181.20	234.7	0.00	14.59	25.6	4T20+2T16
40x70	866.69	21.2	0.00	0.00	22.4	4T20+2T16
40x60	3274.3	31.00	0.00	0.00	19.2	4T20+2T16

- Vérification du ferrailage des poteaux :

- Section d'armature selon l'RPA-2003 :

Section minimale :

$$A_{s \min} = 0,8 \times b \times h$$

Toutes les sections d'armatures sont supérieures à A_{\min} de L'RPA.

Section maximale :

En zone courante : $A_{s \max} = 4\% b \times h$

En zone de recouvrement : $A_{s \max} = 6\% b \times h$

Toutes les sections d'armatures sont inférieures à A_{\max} de L'RPA.

• Section d'armature selon BAEL91:

Section minimale : $A_{s \min} = 0,2\% b \times h$

Section maximale : $A_{s \max} = 5\% b \times h$

On à :

Toutes les sections d'armatures sont supérieures à A_{\min} et inférieures à A_{\max} de L'RPA

-Vérification à l'E.L.U :

- vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

- fissuration non préjudiciable :

• D'après le BAEL :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 3,33MPA$$

Soit le poteau le plus sollicitée : $T_{\max} = 7338.2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0,233MPA$$

$$\tau_u = 0,4233MPA \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPA \dots\dots\dots CV$$

• D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

λ_g : l'élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

$B = 2906.25 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

$I = 1280000 \text{ cm}^4$ « moment d'inertie de la section. »

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 20,98 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = 13,61 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \cdot 25 = 1,875 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,422 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Calcul des armatures transversales :

- choix du diamètre :

$$\text{On à : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = 6,66 \text{ mm}$$

On adopte un cadre : **T8**

- espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(15 \cdot \phi_{l_{\min}}; 40 \text{ cm}; a + 10) = 180 \text{ mm}$$

Donc : $S_t = 18 \text{ cm}$

- espacement exigé par l'RPA :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_{l_{\min}}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq 15 \cdot \phi = 18 \text{ cm}$$

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

• Calcul la section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T}{h_1 \cdot f_e}$$

t : l'espacement de l'RPA ($S_t = 15 \text{ cm}$)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = 13,61 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,5 \cdot 40,06 \cdot 10^{-3} \cdot 0,15 / (0,4 \cdot 400) = 0,939 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

- Détermination de la longueur de la zone nodale :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$$

- Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

- contrainte de compression du béton :

- fissuration non préjudiciable :

-Fissuration non préjudiciable : « $\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}; \overline{\sigma}_s = 400\text{MPa}$ »

Soit le poteau le plus sollicité sous la combinaison : G + Q

$$N_{\text{ser}} = 1061,168 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 36,438 \text{ KN.m}$$

$$\text{On à : } c = d - e_a$$

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_a = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) = 0,204 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } c = d - e_a = 0,37 - 0,204 = 0,166 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } C = 16,6 \text{ cm}$$

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

y_c : est la solution de l'équation :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$P = -3 c^2 - (90 A'_s \times (c - d') / b) + (90 A_s (d - c) / b) = -317,244 \text{ cm}^2 \quad \text{“ } A'_s = A_s = 5,34 \text{ cm}^2 \text{”}$$

$$q = -2 c^3 - (90 A'_s \times (c - d')^2 / b) - (90 A_s \times (d - c)^2 / b) = -9137,9642 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -4629523,294 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = (3q / 2p) \sqrt{\frac{-3}{p}} = 43,21^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0,20$$

Donc :

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0,19 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0,14 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = -0,05 \text{ cm}$$

Alors on prend : $y_c = 0,19 \text{ cm}$

- Le moment de la section homogène réduite :

$$I = (b \times y_{ser}^3 / 3) + 15 [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2];$$

Tel que: $y_{ser} = y_c + c = 0,19 + 16,6 = 16,79 \text{ cm}$

Donc: $I = 80719,115 \text{ cm}^4$

$$K = N_{ser} \cdot y_c / I = 1061,168 \times 0,0019 / 80719,115 \times 10^{-8} = 2497,822 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,419 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ La fissuration est non préjudiciable, donc la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures est inutile.

Schéma des ferrailrages des poteaux:

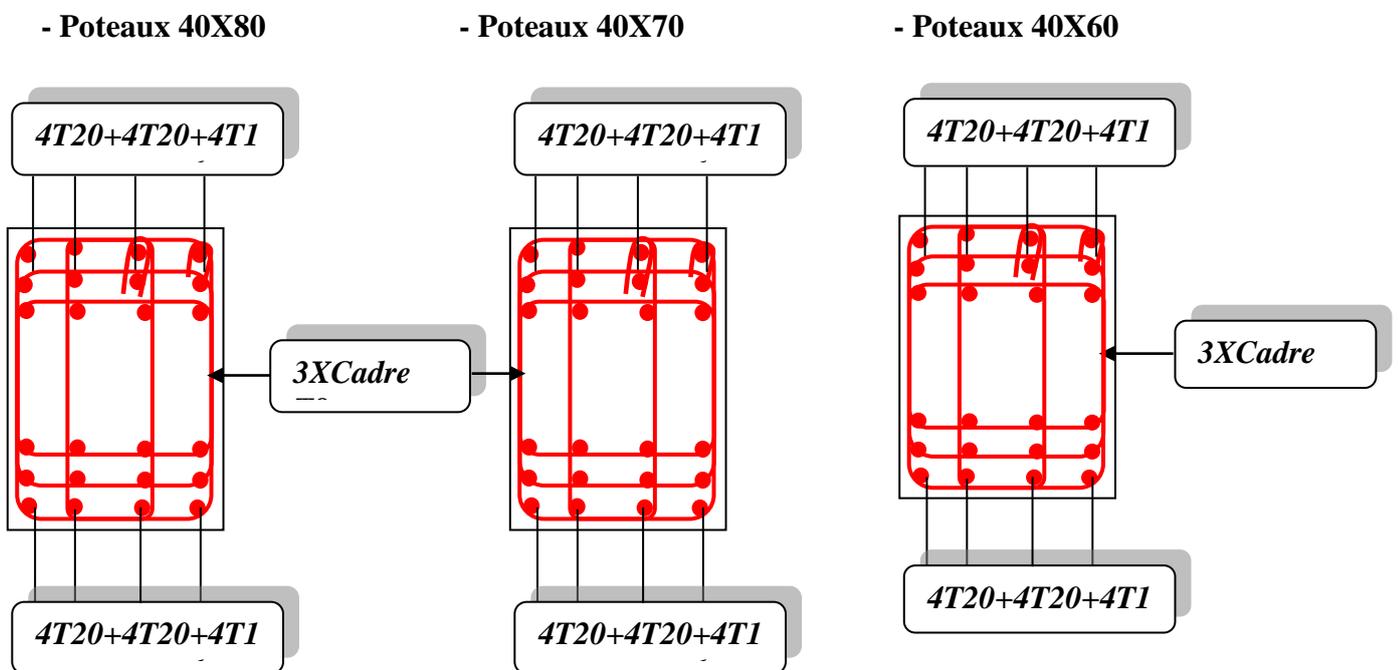


Figure VI .8 : Schéma des ferrailrages des poteaux

VII.2.4. Ferrailage des voiles :

Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I ,T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

- Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Prescriptions communes :

➤ L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$- \Phi_t = 6\text{mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$- \Phi_t = 8\text{mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

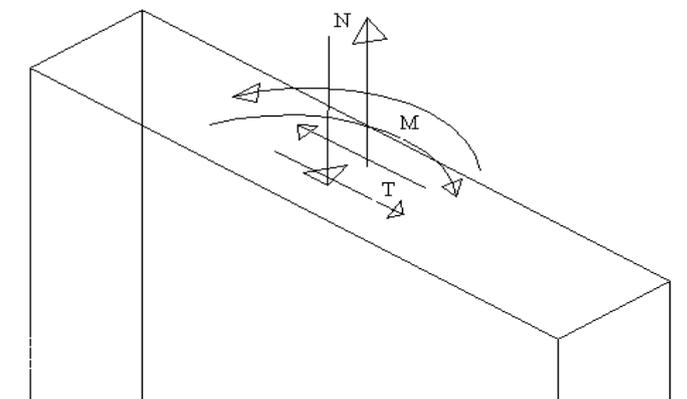


Figure VI .9 : Schéma d'un Voile soumis à la flexion composée

- Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N / S \pm M \times Y / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de graviter de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

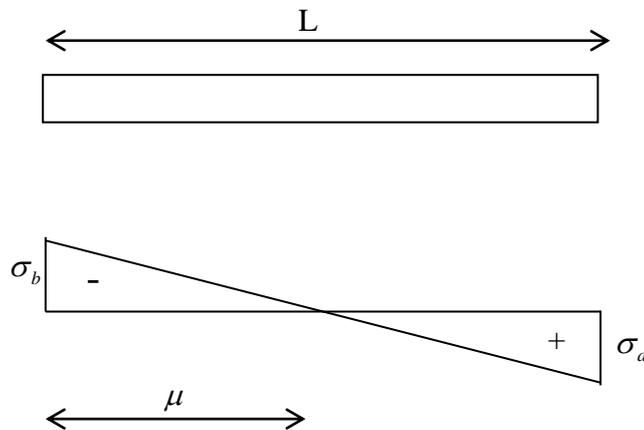
Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



$$\text{Tang } \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

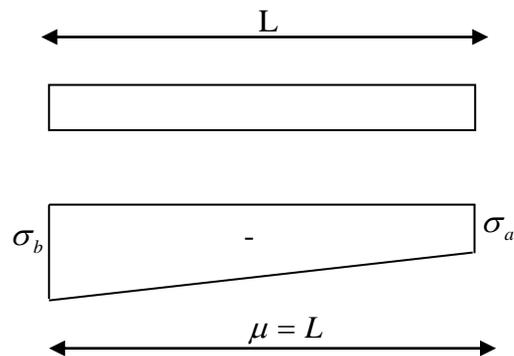
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]}$$

- Section entièrement tendue :

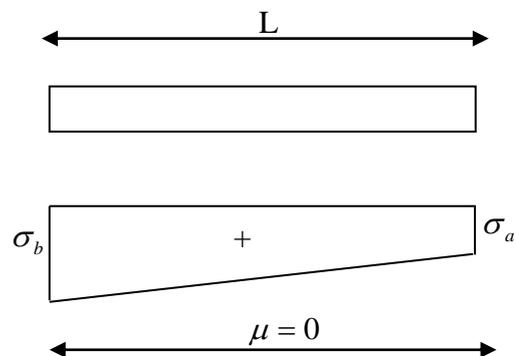
Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]$



- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



- Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G+Q \pm E}$$

$$\mathbf{0.8G \pm E}$$

- Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile:

- Vérification vis à vis de RPA :

$A_{min} = 0.15 \% b.h$ globalement dans la section du voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VII.2.4. Ferrailage des voiles :

Dans notre bâtiment ; il existe deux types de voiles à étudier, quatre voiles dans le sens (xx') et quatre voiles dans le sens transversale (yy') :

Le ferrailage des voiles fait par un calcul automatique à L'aide d'un logiciel ,les donnés et les résultats de ferrailage sont figurer aux tableaux suivants

- Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4V/bd.$$

V: effort tranchant à la bas du refond.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h.$$

h= hauteur de la section.

$$\bar{\tau} = \text{Min} \{0.13 f_{c28} ; 4\} = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{1.4 \times 135.659 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.90 \times 1.28} = 1.03 \text{MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91 on a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) (\sin \alpha + \cos \beta)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* \times K \quad ; \quad f_{ij}^* = \{f_{ij}; 3.3MPa\}$$

K=0 cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1.5e; 30cm) = 24cm.$$

On adopte $S_t=20cm$.

$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{1.03 \times 20 \times 16}{0.9 \left(\frac{400}{1.15} \right)} = 1.052cm^2$$

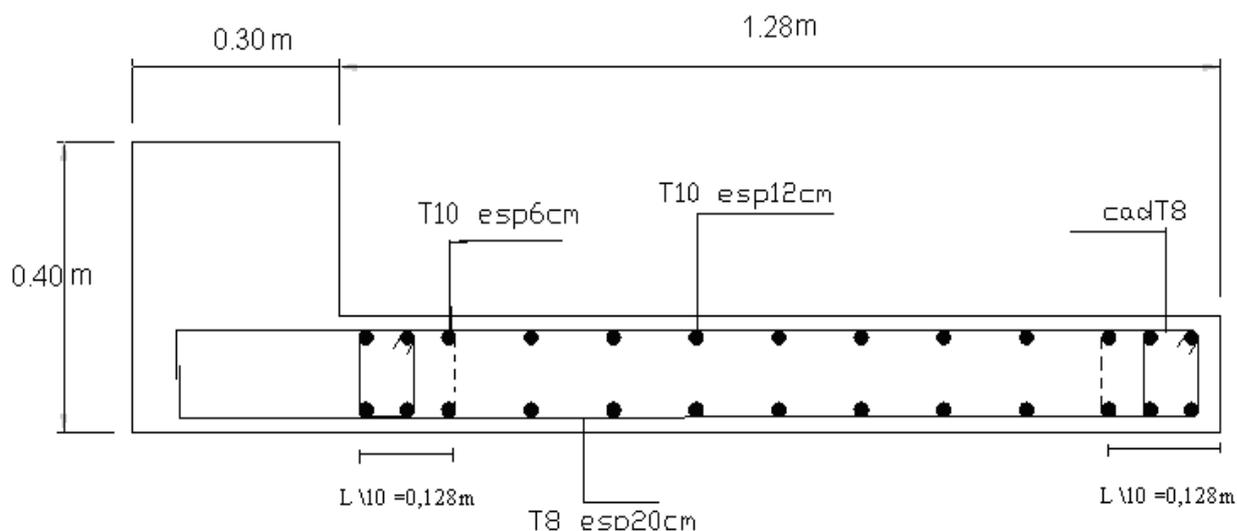
D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante qui doit être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

$$- \text{ pour } : \tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.0015b.h.$$

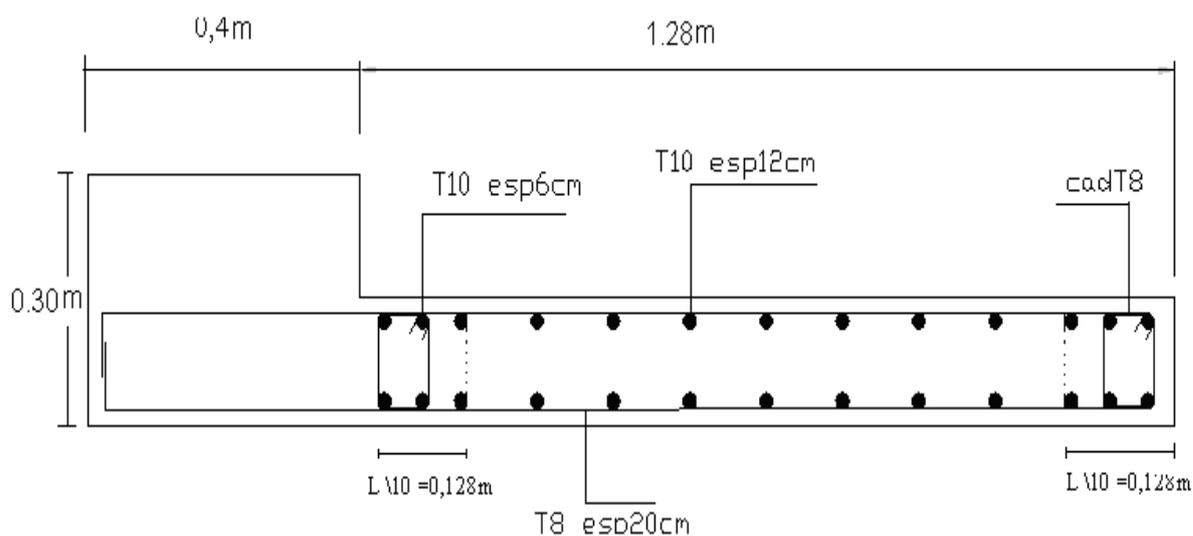
$$- \text{ pour } : \tau > 0.025 f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.0025b.h.$$

$$\text{On a } : \tau = 1.03MPa > 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.0025 \times 16 \times 128 = 5.12cm^2.$$

Ferraillage des voiles :



ferraillage des voiles V1,V2,V3,V4



ferraillage des voiles V5,V6,V7,V8

Figure VI .10 : Schéma des ferrailages des Voiles

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort a condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « SAP2000 et autoCAD » lui mêmes.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs, Le travail est subdivisé en neuf chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique en zone sismique, puis le cinquième chapitre on a exposé le ferrailage des éléments résistants et le ferrailage des voiles. En ce qui concerne les deux derniers chapitres on a fait l'étude du sol et des fondations.

Liste des figures

I

Figure I.1 : Plancher à corps creux	P 03
Figure. I.2 : diagramme parabole-rectangle Des contraintes déformation.....	P 08
Figure. I.3 : Diagramme de déformation – contrainte	P 10
Figure. I.4 : Règle de trois pivots	P 13

II.

Figure II.1 : Dalle en corps creux	P 17
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	p 24
Figure II.3 : Plancher étage	p 26
Figure II.4 : Plancher terrasse	p26
Figure II.5 : L'acrotère	p29
Figure II.6 : Murs extérieurs	p30
Figure II.7 : Murs intérieure.....	p30
Figure II.8 : poteau d'angle (A-7)	P33
Figure II.9 : poteau de rive (A-4)	P39
Figure II.10 : Poteau intérieur (central)(C-4)	P 46
Figure II.11 : Poteau intérieur (central) (B-4)	P 52

III

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	P60
Figure III.2. : Evaluation des charges	P60
Figure III.3 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère	P63
Figure.III.4 : Schéma de ferrailage	P68
Figure III.5: coupe A-A.....	P68
Figure III.6 : dimensionnement d'escalier	P69
Figure III.7 : schéma d'escalier type 1.....	P70
Figure III.8 : schéma d'escalier type 2	P70
Figure III.9 : schéma « Escalier Vue en Plan »	P71
Figure III.10 : Evaluations des charges.....	P72
Figure III.11 : Evaluations des charges Charge équivalente	P72
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELU	P73
Figure III .13 : Evaluations des charges	P75
Figure III .14: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS	P76
Figure III .15 : schéma de poutre brisée	P77
Figure III .16 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	p 81
Figure III.17 : schéma du balcon	p 82
Figure III.18 : Figure III.18 : Evaluations des charges	p 83
Figure III.19 : Figure III.19 : Evaluations des charges	p 83
Figure III.20: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELU.....	p84
Figure III.21: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS.....	p 85
Figure III.22.ferrailage de balcon.....	p 86
Figure III.23 : coupe longitudinal	p89
Figure III.24 : coupe transversal	p89

IV

Figure IV.1 : Plancher a corps creux	p91
Figure IV.2 : Corps Creux	p91
Figure IV.3 : Ferrailage du plancher RDC et étage courant	p124
Figure IV.4 : Ferrailage du plancher S/SOL	p124

VI

Figure VI.1 : Schéma des ferrailages des poutres transversales portique –A-	p153
Figure VI.2 : Schéma des ferrailages des poutres transversales portique –B-.....	p153
Figure VI.3 : Schéma des ferrailages des poutres transversales portique –C.....	p154
Figure VI.4 : Schéma des ferrailages des poutres longitudinales portique –1-	p154
Figure VI.5 : Schéma des ferrailages des poutres longitudinales portique –2-	p155
Figure VI.6 : Schéma des ferrailages des poutres longitudinales portique –3.....	p155
Figure VI.7 : Schéma des ferrailages des poutres longitudinales portique –4-	p156
Figure VI.8 : Schéma des ferrailages des poteaux.	p162
Figure VI.9 : Schéma d'un Voile soumis à la flexion composée.	p164
Figure VI.10 : Schéma des ferrailages des Voiles.....	p169

VII

Figure VII.1 : schéma statique du voile périphérique.....	p172
Figure VII.2 : mur périphérique	p173
Figure VII.3 : diagramme des moments	p174
Figure VII.4: ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour 1m ²	p176
Figure VII .5 :les panneaux des fondations	p178
Figure VII . 6 : les panneaux des fondations	p187
Figure VII.7: les panneaux des fondations le panneau le plus sollicité.....	p188
Figure VI.8 : Schéma du ferrailage du Voiles nappe supérieure (en travées).....	p194

Liste des tableaux

I

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques P04

Tableau I.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f^e P09

II

Tableau II.1 : Tableau II.1:l'épaisseur des voiles pour chaque niveau d'étage p25

Tableau II.2 : Charge permanente et charge d'exploitation..... p27

Tableau II.3 : Charges permanentes et charge d'exploitation p27

Tableau II.4 : Charges permanentes et charge d'exploitation..... p28

Tableau II .5 : Charges permanentes et charge d'exploitation..... p28

Tableau II. 6 : charges permanentes et charge d'exploitation..... p29

Tableau II.7 : Cloison extérieur..... p30

Tableau II .8 : Cloison intérieur de 10 cm..... p31

Tableau II.9 : Charges permanentes et charge d'exploitation..... p 31

Tableau II.10 : Charges permanentes et charge d'exploitation- palier-..... p 31

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif) p32

Tableau II.12 : Evaluation des charges de poteau d'angle..... p34

Tableau II.13 : Evaluation des charges de poteau de rive p 40

Tableau II.14 : Poteau intérieur (central)(C-4) p 47

Tableau II.15 : Poteau intérieur (central) (B-4) p 53

III

Tableau III.1 : Calcul de la section des armatures. p 64

Tableau III.2 : Evaluations des charges-escaliers..... p 71

Tableau III.3 : les armatures longitudinales des Escaliers..... p74

Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre briséeP79

Tableau III.5 : résultat obtenus Selon le Programme MDSolids..... p86

IV

Tableau IV.1 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse..... p102

Tableau IV.2 : Détermination des armatures du plancher étage courant et RDC p 111

Tableau IV.3. Détermination des armatures du plancher **S/SOL**.....p121

V

Tableau V.1 :caractéristique massique et géométrique	p129
Tableau IV.2 : période et facteurs de participation massique.....	p 135
Tableau IV.2 :vérificationau renversement (x-x)	p137
Tableau IV.4 :vérificationau renversement (y-y)	p138
Tableau IV.5 : calcul des déplacements inter-étages	p139

VI

Tableau IV.1 : Ferrailage selon la combinaison $1,35G + 1,5Q$	p145
Tableau IV.2 : Ferrailage selon la combinaison $G + Q \pm E$	p146
Tableau IV.3 : Ferrailage selon la combinaison $0,8G \pm E$	p146
Tableau IV.4 : Ferrailage selon la combinaison $1,35G + 1Q$	p149
Tableau IV.5: Ferrailage selon la combinaison $G + Q \pm E$	p150
Tableau IV.6: Ferrailage selon la combinaison $0,8G \pm E$	p150
Tableau IV.7 : Ferrailage des poteaux	p158

VII

Tableau VII.1 :calcul des moment.....	p173
Tableau VII.2 : des résultat donne par sap2000.....	p173
Tableau VII.3 : Tableau de ferrailage radier	p 191
Tableau VII.4 : Tableau de calcul.....	p 197

INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

VII.1. Etude de voile périphérique:**VII.1. 2. Dimensionnement:**

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e = 16$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 2,5 m.

VII.1. 3. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastres à leurs bases (le niveau de radier) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de surcharge
- Effet de cohésion

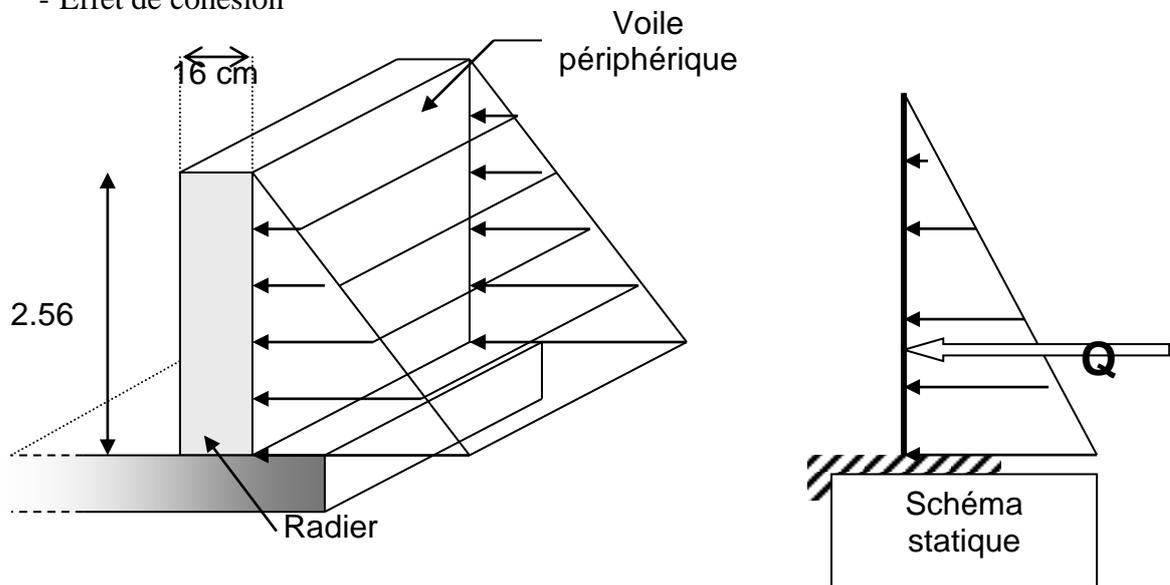


Figure VII.1 : schéma statique du voile périphérique

- Calcul de la force de poussée :

D'après la théorie de RANKINE , On a : $P = P_t + P_q$

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + q \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 2,56 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) \Rightarrow \mathbf{P = 51,24 \text{ KN/ml}}$$

P : la composante horizontale de la poussée de terre

P_t : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

P_q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation

φ : L'angle de frottement interne..... ($\varphi=35^\circ$).

γ_r : poids volumique du remblai..... (16 KN/m³).

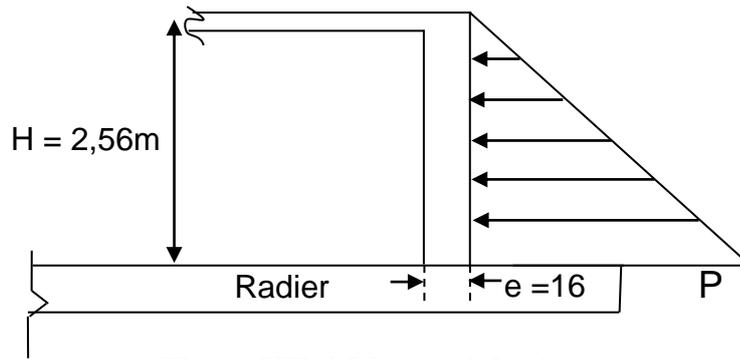


Figure VII .2 Mur périphérique

Calcul des moments :

Le mur sera calculé comme des dalles encastées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, Et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = L_x / L_y$.

➤ Si : $0 < \rho < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$\begin{cases} M_x = q L_x^2 / 8 \\ M_y = 0 \end{cases}$$

➤ Si : $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x P L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \rho^3)} \\ \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9 \rho) \end{cases}$$

Tableau VII.1 : calcul des moments

combinaison	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ν	μ_x	μ_y	M _{ox} (kn.m)	M _{oy} (kn.m)
ELS	2,56	5,85	0,438	0	0.104	0,127	34,92	4,435

Sens X-X.

$M_t = 0.85 M_0 = 29,68 \text{ KN .m}$

$M_a = 0.5 M_0 = 17,46 \text{ KN .m}$

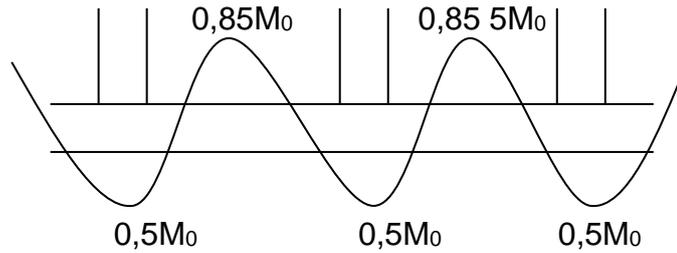


Figure VII .3 : diagramme des moments

Sens Y-Y.

$$M_t = 0.85M_0 = 3,77 \text{ KN .m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 2,22 \text{ KN .m}$$

- Calcul du ferrailage vertical :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5.f_e ; 90 \sqrt{\eta.f_{ij}})$$

$$= (0,5 \times 400; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

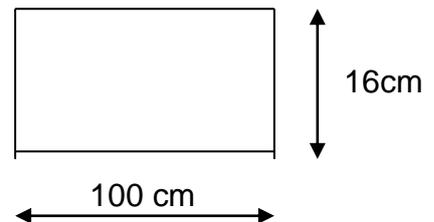
$$X = (15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) \dots\dots\dots (d = 0,9 \cdot 0,16 = 0,144 \text{ m})$$

$$= (15 \cdot 15 \cdot 0,144) / (15 \cdot 15 + 201,63) \Rightarrow X = 0,076 \text{ m}$$

$$Z = d - (X/3) = 0,144 - (0,076/3) = 0,12$$

$$\bar{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot X \cdot Z$$

$$= 1/2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,076 \cdot 0,12 \Rightarrow \bar{M}_1 = 67,65 \text{ KN.m}$$



- En travée

$$M_{ser} = 29,68 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{\sigma}_s)$$

$$= 29,68 / (0,12 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 12,27 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

$$M_{ser} = 17,46 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{\sigma}_s)$$

$$= 17,46 / (0,12 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 7,22 \text{ cm}^2$$

• **Choix des barres :**

$$A_s = 12,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{8HA14 /ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 14 cm.

- **Calcul du ferrailage horizontal :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 \cdot f_{e} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$= (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

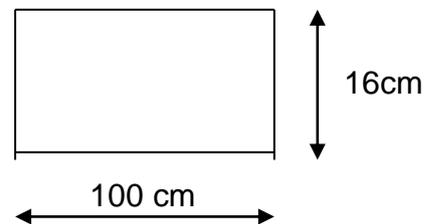
$$X = (15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) \dots\dots\dots (d = 0,9 \cdot 0,16 = 0,144 \text{ m})$$

$$= (15 \cdot 15 \cdot 0,144) / (15 \cdot 15 + 201,63) \Rightarrow X = 0,076 \text{ m}$$

$$Z = d - (X/3) = 0,144 - (0,076/3) = 0,12$$

$$\bar{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot X \cdot Z$$

$$= 1/2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,076 \cdot 0,12 \Rightarrow \bar{M}_1 = 67,65 \text{ KN.m}$$



- **En travée**

$$M_{ser} = 3,77 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{\sigma}_s)$$

$$= 3,77 / (0,12 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$M_{ser} = 2,22 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{\sigma}_s)$$

$$= 2,22 / (0,12 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 0,92 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :**

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{5HA10 /ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 3,95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25 cm.

- **Conditions exigées par le RPA99:**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On adopte le ferrailage calculé.

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 1.0 \cdot 144.2,1 / 348 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} \geq 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Plan de ferrailage:

- 2 nappes (8HA14)/ml dans le sens vertical
- 2 nappes (5HA10)/ml dans le sens transversal

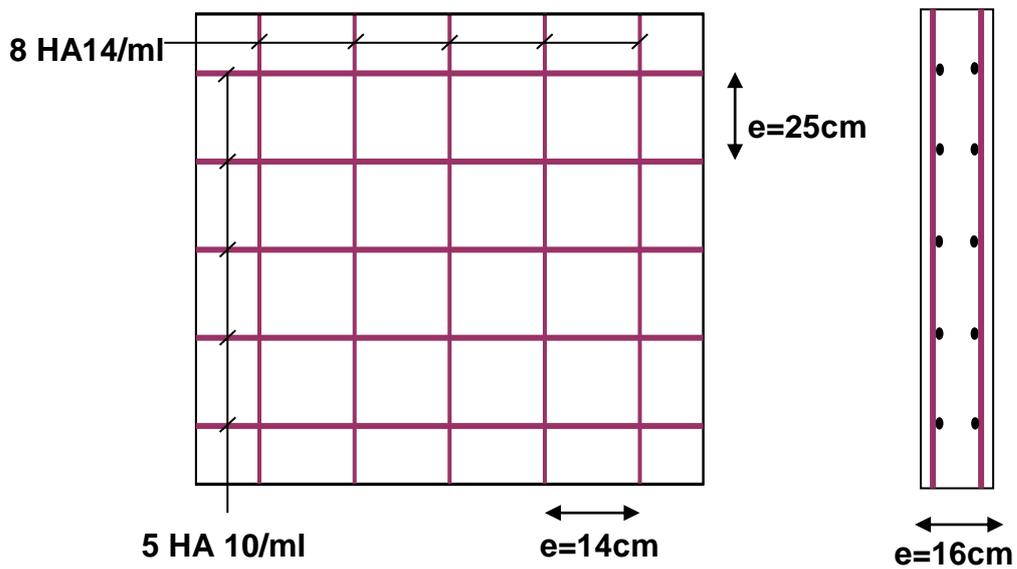


Figure VII.4 : ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour 1m².

VII.2. Etude du fondation:**VII.2.1. Généralité:**

les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure , elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage , puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type du fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2.1. Choix de type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale 0,7 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

- Dimensionnement des semelles sous poteaux :

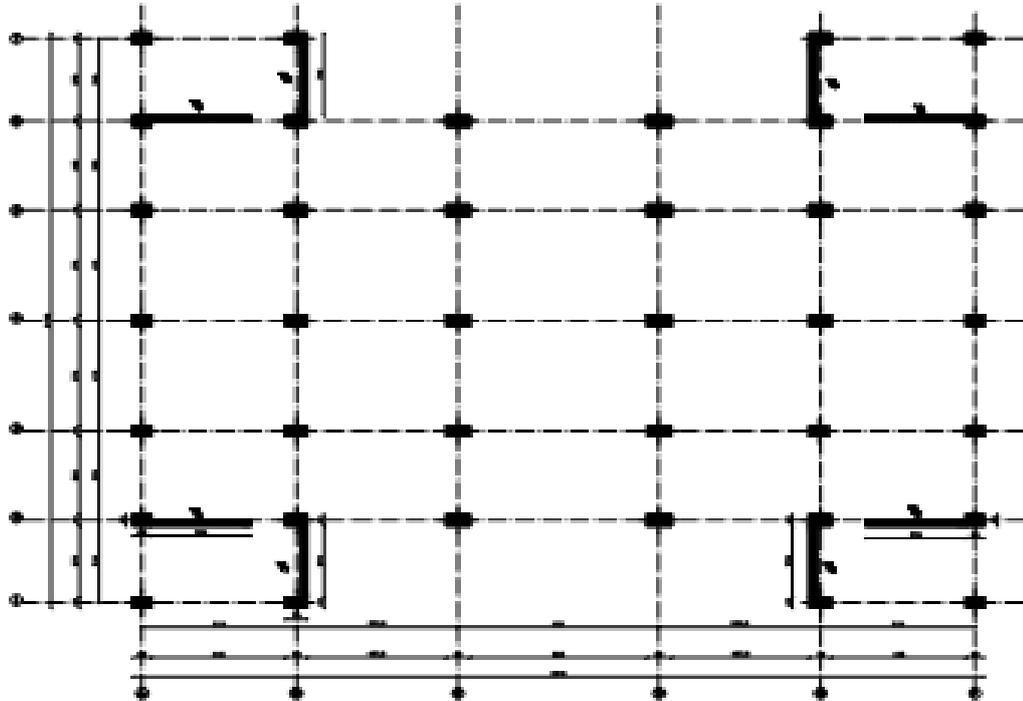


Figure VII.5 :Plan de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,6 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution ;pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50%de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

On a :

$$\sigma_{sol} = 0.7bar$$

Profondeur de : 2m

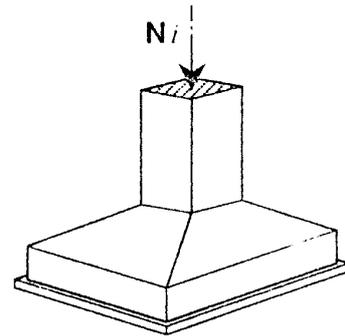
On suppose une variation trapézoïdale des contraintes à fin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

Prenant la combinaison : G + Q

Le règlement BAEL91 préconise : $\sigma(B/4) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

On à : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{80} = \frac{1}{2} \Rightarrow A = \frac{1}{2} \cdot B \\ I = \frac{A \cdot B^3}{12} = \frac{1}{2} B \cdot \frac{B^3}{12} = \frac{B^4}{24} \\ y = \frac{B}{4} \end{array} \right.$$



$$(1) \Rightarrow \frac{N}{2A \cdot A} + \frac{M}{A \frac{(2A)^3}{12}} \cdot \frac{A}{2} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{2 \cdot A^2} + \frac{3 \cdot M}{4 \cdot A^3} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} \cdot A^3 - \frac{3}{4} M - \frac{N}{2} \cdot A \geq 0$$

« Équation du 3eme degré »

$$A^3 + p \cdot A + q = 0$$

Avec : $p = -N/2 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

$$q = -3M/4 \bar{\sigma}_{sol}$$

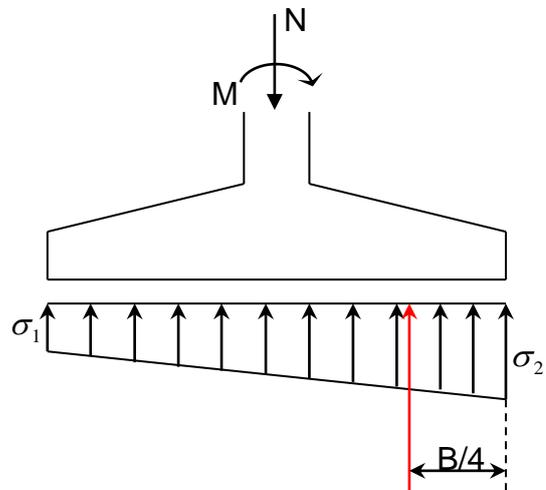


Tableau VII.2 : des résultats donne par SAP 2000

ETAT	N _{max} (t)	M _{corr.} (t.m)
ELS	2357.158	519.318
ELU	2631.145	705.198
G+Q+E	2371.149	355.331
0.8G+E	1638.16	12442.12

- Dimensionnement a ELS :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2357.158}{7} = 336.74 \text{ m}^2$$

- La surface totales des semelles :

$$S^* = 336,74 \text{ m}^2$$

- La surface totale du batiment :

$$S=28,10 \times 21,60 = 606.96 \text{ m}^2$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R= S_s / S_b = 336,74 / 606,96 = 0,555 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R=55.5 \%}$$

- Vérification de chevauchement:

$$S_s / S_b > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme fondation.

VII.3. Calcul du radier :

ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VII.3.1. Prédimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

- La surface du radier :

L'emprise totale du bâtiment est de : 606.961 m²

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ; Alors on prend un débord de 60cm sur le périmètre du bâtiment.

Donc : la surface du radier étant égale à :

$$S_r = 29,30 \times 22.80 = \mathbf{668.04 \text{ m}^2}$$

- La surface minimale du radier :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2357.158}{0.7 \times 10} = 336.74 \text{ m}^2$$

$$S_r = 668.04 \text{ m}^2 \geq 336.74 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- épaisseur du radier :

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage):

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_r : épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 665/10 = 66,5 \text{ cm}$; alors : **$h_r \geq 66,5 \text{ cm}$**

- Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$$V_u = q \frac{l}{2}$$

$$\text{Avec } q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{32311,45}{336.74} \Rightarrow q = 95,95 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\frac{V_u}{bd} = \frac{q \times \frac{L_{\max}}{2}}{b \times 0.9h} \leq 0.05 f_{c28}$$

$$\text{A.N : } h \geq \frac{95,95 \times 6,65}{0,05 \cdot 1,0 \cdot 9,25 \cdot 10^3} = 0,57 \text{ m}$$

Soit : $h_r = 70 \text{ cm}$

- condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portique parallèles :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1 m) .

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}}$$

$$L_{\max} = 6,65 \text{ m} , \quad E = 32164 \text{ MPa} , \quad K=40 \text{ MN/m}^3 \quad (\text{sol moyen})$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (6.65)^2}{32164 \times \pi^2}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 0,64 \text{ m}}$$

- Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = \max (57\text{cm} ; 64 \text{ cm})$

On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$.

- Le poids du radier :

$$P_r = S \times h_r \times \gamma_b = 668.04 \times 0,70 \times 2.5 \quad \Rightarrow \quad P_r = 1169.07 \text{ Ton}$$

- Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16,06m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i} = 12,48m$$

$$\begin{cases} X_G = 16,06 \text{ m} \\ Y_G = 12.48 \text{ m} \end{cases}$$

- Moment d'inertie du radier :

$$I_x = L_x \cdot (L_y)^3 / 12 = 23598.60 \text{ m}^4$$

$$I_y = L_y \cdot (L_x)^3 / 12 = 39938.47 \text{ m}^4$$

- Centre de torsion :

$$X_t = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{\sum N_i} = 16.01m$$

$$Y_t = \frac{\sum N_i \cdot y_i}{\sum N_i} = 12,44m$$

- Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G :

$$\begin{cases} e_x = X_g - X_t = 16.06 - 16,01 = 0,05m \\ e_y = Y_g - Y_t = 12,48 - 12,44 = 0,04m \end{cases}$$

VII.3.2. Les verifications :

a) Vérification vis-à-vis des charges verticales :(G+Q)

$$\sum N_i = 23571.58 \text{ KN}$$

$$P_r = 11690.7 \text{ kn}$$

$$N_{tot} = \sum N_i + P_r = 35262.28 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 27922.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = 4020.78 \text{ KN.m}$$

$$M_x = N_{tot} \cdot e_y + M_{x0} = 29685.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N_{tot} \cdot e_x + M_{y0} = 5431.27 \text{ KN.m}$$

• **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right) \cdot X_g = \frac{35262.28}{668.04} + \frac{5431.27}{39938.47} \cdot 16.06 = 54.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right) \cdot X_g = 50.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 53.64 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right) \cdot y_g = \frac{35262.28}{668.04} + \frac{29685.19}{23598.60} \cdot 12.48 = 68.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right) \cdot y_g = 36.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 60.40 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc : le radier est stable vis-à-vis des charges verticales

b) Stabilité du radier vis-à-vis de renversement :(G+Q+E)

D'après le RPA 99 le radier reste stable si :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sum N_i = 23453.86 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 27790.20 \text{ KN .m}$$

$$M_{y0} = 4001.80 \text{ KN .m}$$

$$N = \sum N_i + 11641.87 = 35095.73 \text{ KN .m}$$

$$M_x = N.e_x + M_{x0} = 29544.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = N.e_y + M_{y0} = 5405.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Calcul des contraintes :

• Sens X-X :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = \frac{35095.73}{668.04} + \frac{5405.63}{39938.47} \cdot 16,06 = 54.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = 50,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 53.63 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y_g = \frac{35095.73}{668.04} + \frac{29544.99}{23598.60} \cdot 12,48 = 68.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y_g = 36.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 60.35 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : pas de risque de renversement.

c) Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement (0.8G + E) :

$$\sum N_i = 16381,60 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 22228.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y0} = 3200.94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = \sum N_i + 11690,70 = 28072,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x = N.e_x + M_{x0} = 23632.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = N.e_y + M_{y0} = 4323.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Calcul des contraintes :

• Sens X-X :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = \frac{28072.30}{668.04} + \frac{4323.83}{39938.47} \cdot 16,05 = 43.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = 40.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 42.91 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Sens Y-Y :

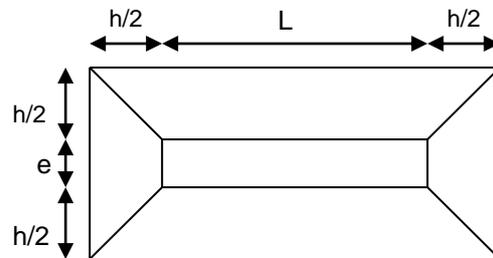
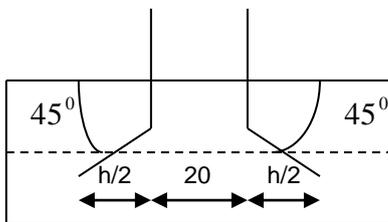
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y_g = \frac{28072.30}{668.04} + \frac{23632.39}{23598.60} .12.48 = 54.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = 29.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 48.29 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 70 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : pas de risque de soulèvement.

d) Stabilité du radier au poinçonnement (1.35G + 1.5Q) :



➤ On à le poteau le plus sollicité (C-3)

$$N_u = 2631.145 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $(N_u \leq 0.045 . \mu_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) \dots\dots\dots \text{BAEL91}$

μ_c : Le périmètre de la surface d'impact avec le sol.

$$\text{On à : } a = 40 \text{ cm} \Rightarrow a' = a + h_0 = 40 + 70 = 110 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm} \Rightarrow b' = b + h_0 = 80 + 70 = 150 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2.(a' + b') = 5.2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 0.045 . \mu_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 . 5.2 . 0,70 . 25 . 10^3 / 1,5 = 2730 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_u = 2631.145 \text{ KN} < 0,045 . \mu_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Et on a le voile le plus sollicité est : VOILE 04

$$N_u = 844,80 \text{ KN}$$

Par mètre linéaire, on à :

$$N_u = 844,80 \text{ KN}$$

Donc : $N_u = 844,8 \text{ KN/ml} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1485 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc : il n'y a pas de risque de poinçonnement.

e) Verification de la raideur de radier :

On peut considérer la répartition des contraintes comme uniforme sous radier ; que si la condition de raideur est vérifiée :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

L_e : la longueur élastique.

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 1 \cdot (0.70)^3 / 12 = 2.86 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

K : raideur du sol ; pour un sol moyen on a : $K=4$

$$E = 3.22 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2 = 3.22 \cdot 10^4 \text{ MPA}$$

$$L_e = (4 \cdot 3.22 \cdot 10^4 \cdot 1,386 \cdot 10^6)^{1/4} / 4$$

$$L_e = 9,48 \text{ m} \Rightarrow (\pi/2) L_e = 14.88 \text{ m}$$

Et on a : $L_{\max} = 6,65 \text{ m}$.

Donc : $(\pi/2) L_e = 14.88 \text{ m} > L_{\max} = 6,65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc la hauteur du radier **h_t=70cm** est dans les normes.

Le radier est rigide et la répartition des contraintes est linéaire.

f) Condition de résistance au cisaillement :

D'après les règles de B.A.E.L 91 :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPA})$$

$$b_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$V_u = q_u \cdot L_{\max} / 2 ; L_{\max} = 6,65 \text{ m}$$

$$q_u = N_u / S_{\text{rad}}$$

$$N_u = N = 26311,45 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} = 668.04 \text{ m}^2$$

$$q_u = 39.39 \text{ KN/ m}^2$$

$$V_u = 130.97 \text{KN / ml} \Rightarrow \tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol.

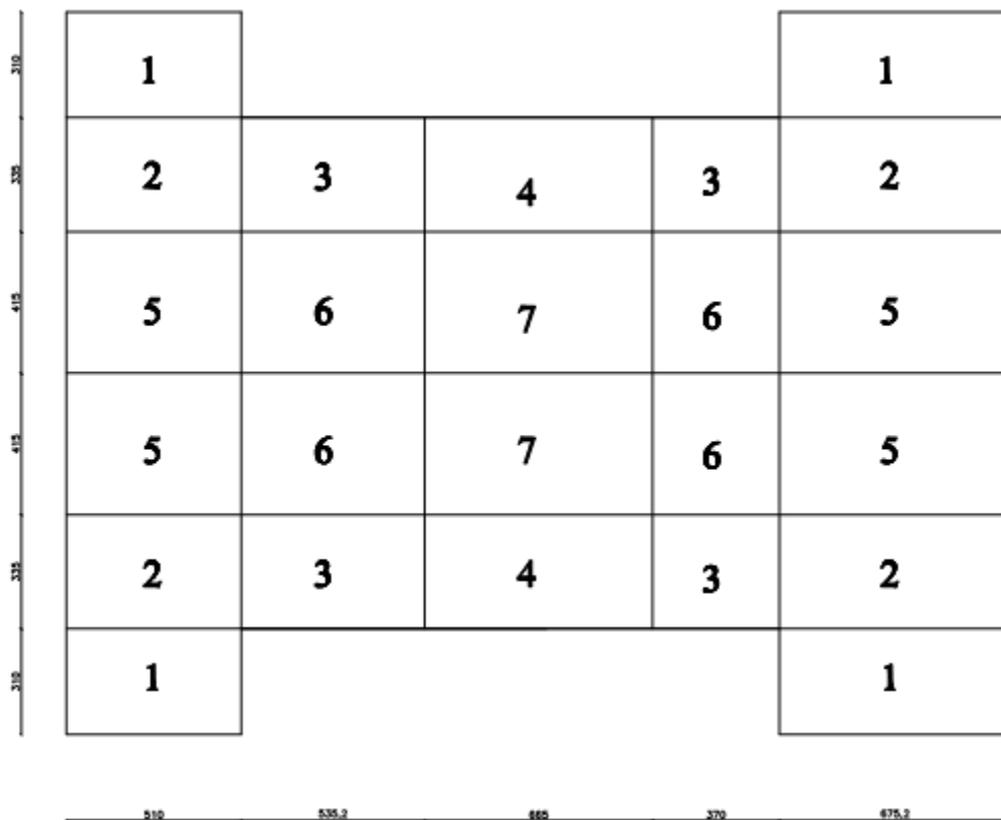


Figure VII .06 les panneaux des fondations

On prend le panneau du radier le plus sollicité avec la contrainte moyenne du radier sous la combinaison (1.35G+1.5Q)

Soit le panneau « N° 04 »

$L_x = 2,80 \text{ m}$

$L_y = 6,35 \text{ m}$

Calcul des contraintes:

ELU :

$$\sum N_i = 26311.45 \text{ KN}$$

$$P_r = 11690.7 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = \sum N_i + P_r = 38002.15 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 30091.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = 4333.193 \text{ KN.m}$$

$$M_x = N_{\text{tot}} \cdot e_y + M_{x0} = 31596.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N_{\text{tot}} \cdot e_x + M_{y0} = 5853.279 \text{ KN.m}$$

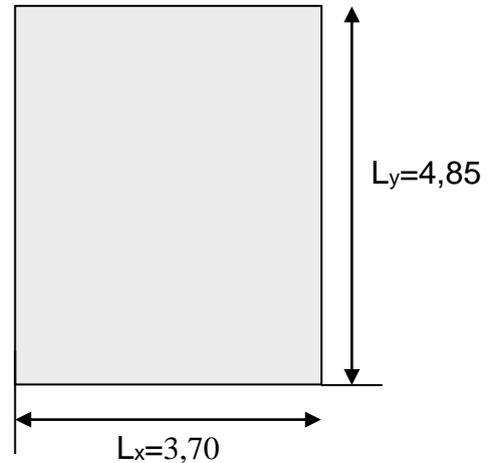


Figure VII .07 : les panneaux des fondations *le panneau le plus sollicité*

• Sens X-X :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right) \cdot X_g = \frac{38002.15}{668.04} + \frac{5853.279}{39938.47} \cdot 16.06 = 59.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right) \cdot X_g = 54.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 58.14 \text{ KN/m}^2$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right) \cdot y_g = \frac{38002.15}{668.04} + \frac{31596.20}{23598.60} \cdot 12.48 = 73.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right) \cdot y_g = 40.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 65.25 \text{ KN/m}^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte: $\sigma_{\text{max}} = 65.25 \text{ KN/m}^2$

ELS :

• Sens X-X :

$$\sigma_{\text{moy}} = 53.64 \text{ KN/m}^2$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_{moy} = 60.40 \text{ KN/m}^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte: $\sigma_{max} = 64,43 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des moments :

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISON et de rapport : $\rho = L_x / L_y$.

Si : $0 < \rho < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux seul sens

$$M_x = \mu_x \sigma L_x^2 \qquad \mu_x = \frac{1}{8.(1 + 2,4\rho^3)}$$

$$M_y = \mu_y M_x \qquad \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$)
- si le panneau considéré est un panneau de rive
- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3.M_x$; $M_{ty} = 0,3.M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_{ad} + M_{ag}) / 2 \geq 1.25 M_0$$

- Ferrailage longitudinal : le ferrailage est déterminé par le calcul d'1 section rectangulaire en flexion simple.
- Ferrailage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
 - La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
 - $V_u \leq 0.05 f_c 28$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

- Application :

$$P = L_x/L_y = 2,80/6,65 = 0,44$$

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

E.L.U: $v = 0$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,44^3)} \Rightarrow \mu_x = 0,101$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) = 0,44^3 (1,9 - 0,9 \cdot 0,44) \Rightarrow \mu_y = 0,144$$

Sens x-x: « panneau intermédiaire »

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (L_x)^2 = 0,101 \times 64,43 \times (2,80)^2 \Rightarrow M_x = 51,02 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 43,37 \text{ KNm}$$

$$M_{ax \text{ int}} = 0,50M_x = 25,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{axriv} = 0,30M_x = 15,31 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } M_{ty} = 0,85M_y = 6,245 \text{ KNm}$$

$$M_{ayint} = 0,50M_y = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ayrive} = 0,30M_y = 2,21 \text{ KN.m}$$

- Calcul des sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

- Section minimale :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 8,21 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal :**Et travée :**

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

Sur appui:

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

- Section minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 8,21\text{cm}^2$$

Tableau VII.3 : tableau de ferrailage radier

Panneau (04)	sens x- x			sens y-y		
	travée	Appui rive	appui intr	Travée	appui rive	appui intr
M_u (KN /ml)	64.43	15.317	25.51	6.245	2.21	3.68
b(m)	1	1	1	1	1	1
d(m)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
As(cm²/ml)	5.14	3,15	5,28	4,84	1,70	2,83
As_{min}(cm²/ml)	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21
choix des barres/ml	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
As_{corr}(cm²/ml)	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24
Espacement (cm)	18	18	18	18	18	18

- On prend le même ferrailage dans les deux sens.

- Vérification à l'E.L.U :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15.f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u.L^2}{2} = \frac{217,027.(3,7)^2}{2} = 1291,582\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1291,582.10^{-3}}{1,055} = 2,34\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2,34\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I}$$

y : position de l'axe neutre donnée par l'équation :

$$b.y^2 + 30.A_s.y - 30A_s.d = 0$$

$$100.y^2 + 231.y - 11550 = 0$$

$$\Delta = (231)^2 + 4.100. 11550 = 4673361 > 0$$

$$\Rightarrow y = 9,65 \text{ cm}$$

I : Le moment d'inertie donné par :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 [A_s \cdot (d-y)^2]$$

$$I = 217965,468 \text{ cm}^4$$

$M_{ser}=?$

- Calcul les moments:(E.L.S)

E.L.S: $v = 0.2$

$$\mu_x = 0,072$$

$$\mu_y = 0,61$$

Sens x-x : « panneau intermédiaire »

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (Lx)^2 = 0,072 \times 122,36 \times (3,7)^2 \Rightarrow M_x = 120,61 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 102,52 \text{ KNm}$$

$$M_{ax \text{ int}} = 0,50 M_x = 60,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{axriv} = 0,30 M_x = 36,18 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 73,566 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 62,53 \text{ KNm}$$

$$M_{ayint} = 0,50 M_y = 36,785 \text{ KN.m}$$

$$M_{ayrive} = 0,30 M_y = 22,071 \text{ KN.m}$$

Donc: **$M_{ser} = 102,52 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I} = 4,54 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 4,54 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

- État limite d'ouverture des fissures :

- fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$: pour les rondes lisses

$\eta=1,6$: pour les hauts adhérences.

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.400; 110\sqrt{1,6.2,1}) = 201,63MPA$$

$$\sigma_s = 15M_{ser}(d - y) / I = 284,81MPA$$

$$\sigma_s = 284,81MPA > \bar{\sigma}_s = 201,63MPA.....CNV$$

Alors on calcul la section d'armature avec la contrainte $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\alpha} = \eta.\bar{\sigma}_b / (\eta.\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s) = 0,527$$

$$y = \bar{\alpha}.d = 0,264m$$

$$Z = d.(1 - \bar{\alpha} / 3) = 0,413m$$

- Moment résistant M_r :

$$M_r = b.y.Z.\bar{\sigma}_b / 2 = 812,68KN.m$$

$$M_{ser} < M_r \Rightarrow M_{ser} = 102,52KN.m < M_r = 812,68KN.m$$

\Rightarrow La section est simplement armée.

Tableau VII.4 Tableau de calcul

section	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	$A_{adopté}$
travée	102,52	100	50	5,99	6,038	4T14=6,16

Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 6,038cm^2$$

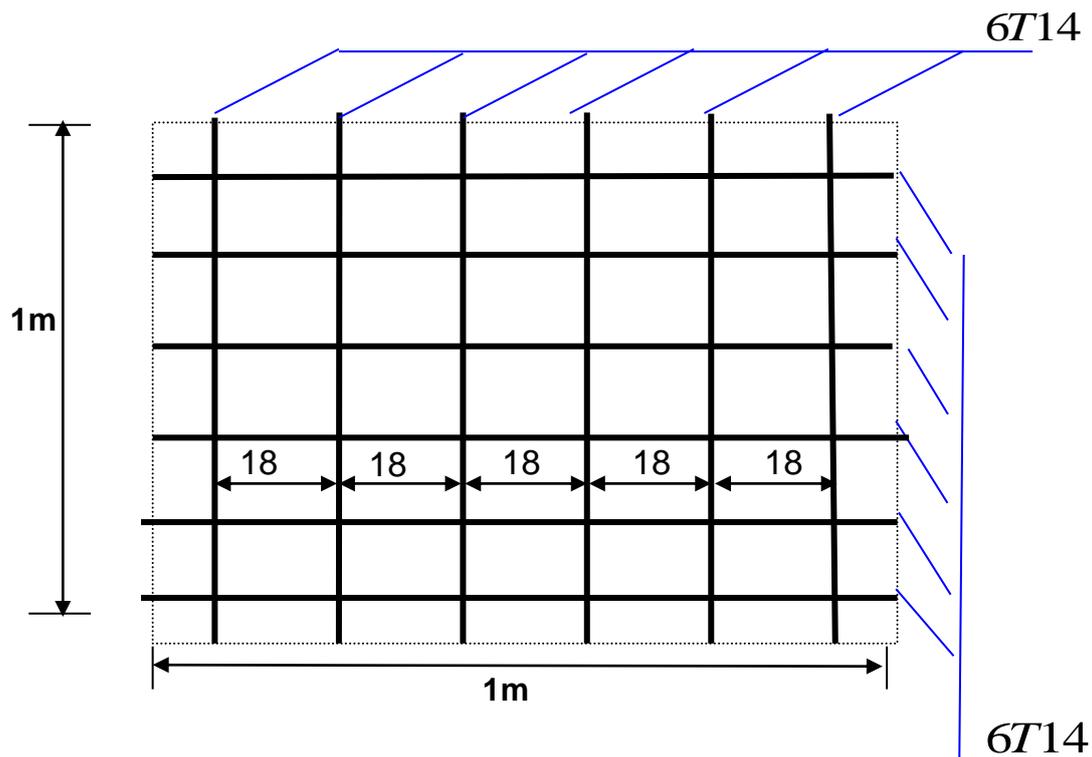


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du radier Nappe supérieure (en travées)

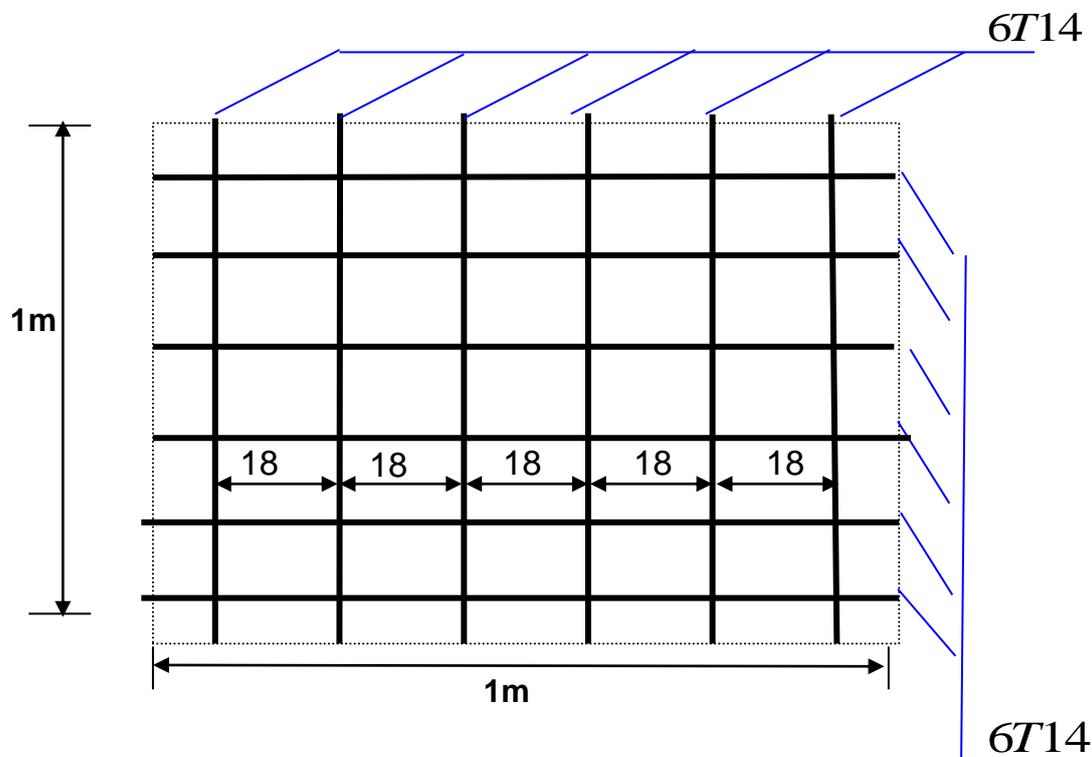


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du radier Nappe inférieure (sur appuis)